

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

CALCOLO AUTOMATICO DELLE STRUTTURE

**Analisi della vulnerabilità sismica
dell'ex-Istituto di Chimica Agraria
dell'Università di Bologna**

Candidato:

EMMANOUIL GIOUNIS

Relatore:

Prof. STEFANO DE MIRANDA

Correlatore:

Dott.ssa Ing. ILARIA RICCI

Sessione III

Anno Accademico 2013/2014

Alla mia famiglia

INDICE

INDICE	1
1 INTRODUZIONE	3
1.1 Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle membrature strutturali.....	4
1.2 Le azioni sismiche e la valutazione della sicurezza.....	5
1.3 Lo stato limite considerato.....	5
2 PARTE I – IL METODO	6
3 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	7
3.1 LA CONOSCENZA DELL’EDIFICIO	7
3.2 Descrizione dell’opera	8
3.3 Analisi storica	13
3.4 Analisi della documentazione disponibile	20
3.5 Rilievo geometrico e strutturale.....	20
3.6 Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado	23
3.7 Le prove in Sito	25
3.8 Caratterizzazione meccanica dei materiali	31
3.9 SINTESI DELLA CONOSCENZA DELL’EDIFICIO	33
4 ANALISI DEI CARICHI	34
4.1 Volte a crociera.....	35
4.2 Volte a botte.....	36
4.3 Solaio di tipo Varese.....	37
4.4 Solaio di travi d'acciaio e tavelloni	38
4.5 Solai doppiamente orditi.....	39
4.6 Copertura	40
4.7 CARICHI VARIABILI	43
5 LA PERICOLOSITA’ SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI.....	46
5.1 Pericolosità sismica del sito.....	46
5.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	47
5.3 Il fattore di struttura q	50
5.4 Spettro allo SLV	51
5.5 Spettro allo SLD	52
6 COMBINAZIONI DI CARICO	53

6.1	Combinazione statica allo SLE.....	53
6.2	Combinazione statica allo SLU	53
6.3	Combinazione per la valutazione delle masse sismiche	54
6.4	Combinazione dell'azione sismica con i carichi statici	54
7	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELLA STRUTTURA A LIVELLO GLOBALE.....	57
7.1	Problematiche generali nella modellazione FEM di elementi in muratura	57
7.2	Caratteristiche geometriche e meccaniche dei modelli	61
8	CRITERI DI VERIFICA STATICA	62
9	CRITERI DI VERIFICA SISMICA E VALUTAZIONE DELLE ACCELERAZIONI DI COLLASSO DELLA STRUTTURA	63
9.1	Verifiche dei meccanismi locali	64
9.2	Verifiche a partire dal modello globale	74
10	PARTE II.....	86
11	I RISULTATI	86
12	RISULTATI DELLE VERIFICHE	87
12.1	Modello.....	87
12.2	Il comportamento dinamico	89
12.3	Numerazione delle pareti nel modello	92
12.4	Verifiche statiche allo SLU	99
12.5	Verifiche sismiche	101
12.6	Individuazione in pianta delle pareti oggetto di verifica	102
12.7	6Calcolo dei carichi dei solai agenti sui maschi murari	104
12.8	Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica	106
13	VULNERABILITÀ NON QUANTIFICABILI	118
14	CONCLUSIONI	119
15	ALLEGATI.....	121
16	BIBLIOGRAFIA	121
16.1	Bibliografia Tecnica	121
17	RINGRAZIAMENTI.....	122

1. INTRODUZIONE

Formano oggetto della presente relazione la descrizione della metodologia e dei principali calcoli svolti per la valutazione della sicurezza dell'edificio sito in via San Giacomo 5-7 sede dell'Istituto di Chimica Agraria, rappresentato in Figura 1. La valutazione della sicurezza dell'edificio si inserisce nell'ambito della convenzione tra Area dell'Ufficio Edilizia e Logistica (AUTC) e Dipartimento di Ingegneria Civile, dei Materiali e Ambientale (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum (Università di Bologna) intitolata "*Verifiche di vulnerabilità sismica del patrimonio immobiliare dell'Università di Bologna*".

In particolare:

- nella Parte I della presente relazione verrà descritta la metodologia adottata nel condurre le verifiche di vulnerabilità sismica delle strutture in muratura con particolare riferimento alla metodologia messa a punto specificamente per l'edificio in questione;
- nella Parte II della presente relazione verranno riportati i principali risultati ottenuti.

Nel dettaglio, i risultati riportati nella Parte II, saranno ottenuti considerando le seguenti ipotesi e coefficienti di sicurezza:

- per quanto attiene la definizione delle resistenze dei materiali (resistenze di progetto) utilizzate per la valutazione della capacità degli elementi, si farà riferimento ai valori medi ottenuti a partire dalle prove sperimentali effettuate su campioni di mattoni e malta, adottando:
 - un fattore di confidenza $FC=1.35$, corrispondente al livello di conoscenza LC1, (Conoscenza Limitata);
 - un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a $\gamma_m = 3$;
- per quanto riguarda la valutazione delle sollecitazioni nell'ambito dell'analisi del comportamento globale della struttura è stato utilizzato un fattore di struttura pari a $q = 2.25$, mentre per l'analisi dei meccanismi locali di collasso è stato utilizzato un fattore di struttura pari a $q = 1$.



Figura 1 :Foto aerea dell' edificio oggetto di verifica

1.1 Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle membrature strutturali

La valutazione della sicurezza dell'edificio in esame nei confronti dei carichi sismici è stata condotta sulla base delle prescrizioni fornite dal D.M. 14/01/2008, dalla Circolare Ministeriale di applicazione del D.M. 14/01/2008 n. 617 del 02/02/2009 e dalla OPCM 3274 in merito al caso di edifici esistenti in muratura.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti comporta valutazioni necessariamente differenziate rispetto a quanto previsto per edifici di nuova progettazione. Ciò comporta lo sviluppo di una apposita campagna conoscitiva in relazione alle caratteristiche geometriche e meccaniche della costruzione e l'utilizzo di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza e nei metodi di analisi dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili.

Nel caso in esame la committenza ha fornito, oltre al rilievo architettonico dell'intero immobile, anche alcuni elaborati progettuali (formato CAD) di un intervento in essere di adeguamento dei locali seminterrati.

Per quanto sopra si è potuto raggiungere un livello di conoscenza dell'opera classificato come LC1 (Conoscenza Limitata). In particolare:

- la *geometria* degli elementi portanti risultava nota in base al rilievo architettonico messo a disposizione dalla committenza e al rilievo strutturale effettuato in situ al fine di verificarne l'affidabilità;
- le *caratteristiche meccaniche* dei materiali che caratterizzano le membrane portanti sono ottenute a partire dai valori medi delle resistenze ricavate dalle prove sperimentali, adottando, inoltre, un fattore di confidenza pari a 1.35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a $\gamma_m = 3$.

1.2 Le azioni sismiche e la valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono state condotte con specifico riferimento alle azioni sismiche di progetto previste dalle vigenti normative.

1.3 Lo stato limite considerato

Le valutazioni della sicurezza di cui sopra sono state condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali. In accordo a quanto previsto dalle normative vigenti, viene infatti qui nel seguito assunto che il soddisfacimento della verifica allo SLV implichi anche la sicurezza nei riguardi del collasso (SLC).

2. PARTE I – IL METODO

3. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Le analisi sono state effettuate in conformità alle seguenti normative/documenti tecnici, così come previsto nell'atto stipulato per la Convenzione DICAM - AUTC.

- OPCM 3274/2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;
- D.M. 14/01/2008 *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”* (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617 *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”* (nel seguito del testo richiamata come CM617);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.

3. LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

La conoscenza della costruzione costituisce evidentemente un presupposto fondamentale ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica dell'edificio. Nel dettaglio, la conoscenza dell'edificio consiste: (i) nell'analisi del processo di realizzazione, degli eventuali cambi di destinazione d'uso dell'intera struttura o di alcune sue parti, e delle successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio; (ii) nell'individuazione delle tipologie di orizzontamenti e della loro corrispondente orditura; (iii) nella determinazione degli elementi costituenti l'organismo resistente.

Il percorso della conoscenza dell'edificio in esame può essere ricondotto alle seguenti attività:

- analisi storico-critica per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione: è stato necessario ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato;
- analisi della documentazione disponibile;

- rilievo per individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti anche qualità e stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi: è stato condotto un rilievo accurato dell'immobile con l'obiettivo di individuare non solo gli elementi costituenti l'organismo resistente e la loro geometria, ma anche eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e degli eventuali meccanismi di danno. In particolare, il rilievo è stato basato su un insieme di procedure mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Il rilievo è stato svolto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, con l'obiettivo di definire il modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame;
- caratterizzazione meccanica dei materiali per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro eventuale degrado: ci si è basati sulla documentazione disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state assunte sulla base delle indagini sperimentali effettuate e opportunamente ridotte considerando i fattori di confidenza e di sicurezza in accordo con quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

3.1 Descrizione dell'opera

Nel caso specifico, le verifiche sismiche descritte nella presente relazione hanno per oggetto l'edificio sito in via San Giacomo 5-7 sede dell' Istituto di Chimica Agraria. L'edificio ha una forma ad L. In corrispondenza di via Selmi, è possibile notare un taglio strutturale di separazione con l'edificio adiacente (vedi Figura 2).



Figura 2: Taglio strutturale

La superficie media di piano è di circa 648 mq con un'altezza massima di gronda, misurata sul fronte di via San Giacomo partendo dal piano stradale, di circa 13 m (vedi Figura 3).

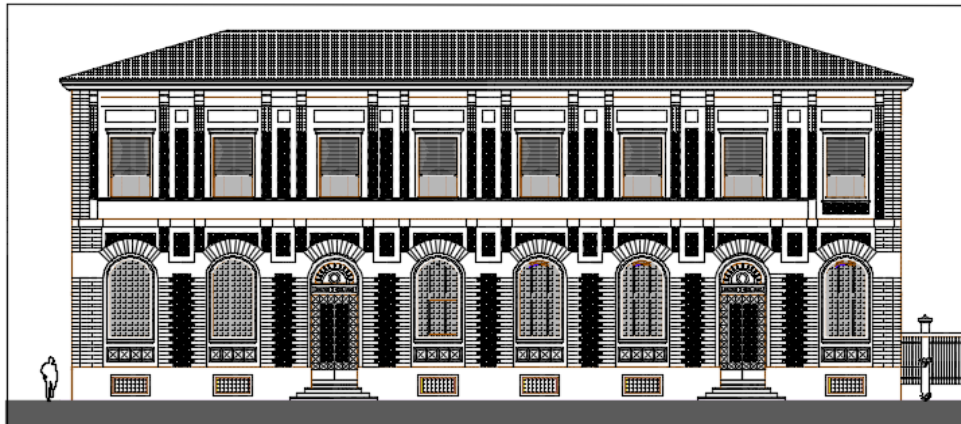


Figura 3: Prospetto lato via San Giacomo

L'edificio è composto da un piano seminterrato, un piano terra/rialzato, un piano ammezzato, un primo piano ed un piano di sottotetto che non è stato possibile ispezionare. Per i collegamenti verticali sono presenti: due vani scala, uno che unisce piano terra col piano ammezzato il secondo unisce piano terra col primo piano; scale di emergenza esterne in struttura metallica vincolate alla struttura muraria(vedi Figura 4).

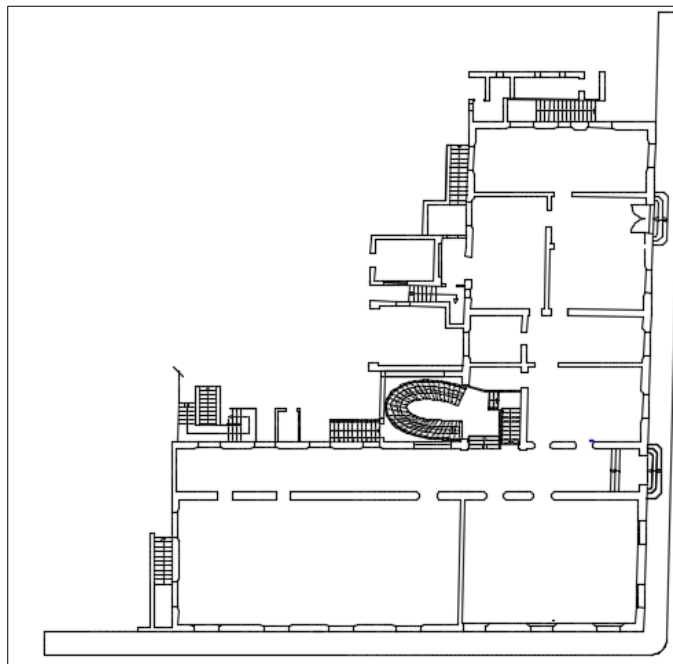


Figura 4: Collegamenti verticali
in pianta

Dal punto di vista strutturale, l'edificio risulta costituito prevalentemente da muratura portante verticale, disposta in gran parte nelle due direzioni principali (vedi Figura 5).



Figura 5: Dettaglio della muratura portante

Per quanto riguarda i solai in alcune zone sono presenti travi di calcestruzzo armato che poggiano anche sulle murature portanti (vedi Figura 6 e Figura 7).



Figura 6: Dettaglio solaio primo piano



Figura 7: Dettaglio solaio piano ammezzato

Gli orizzontamenti sono di differenti tipologie: volte a botte ed a crociera si trovano per lo più nei locali seminterrati e al piano ammezzato (vedi Figura 8, Figura 9, Figura 10, Figura 11, Figura 13 e **Error! Reference source not found.**); mentre, dai sopralluoghi eseguiti, il materiale reperito e le prove effettuate, è possibile affermare che sono presenti due tipologie di solai ,una a putrelle e tavelloni e l'altra di tipo

Varese. In alcuni ambienti, in particolare al primo piano ed al piano ammezzato, è presente un solaio bidirezionale (vedi Figura 14) .



Figura 8: Volte a crociera
piano ammezzato



Figura 9 : dettaglio volte a crociera piano
ammezzato



Figura 10: Arco nell' seminterrato

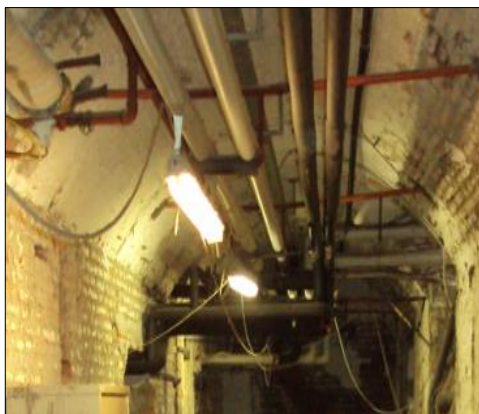


Figura 11: Volte a botte nell' seminterrato



Figura 12: Foto d'epoca



Figura 13: Solaio con travi d'acciaio e
tavelloni riscontrato durante il sopralluogo



Figura 14: Foto d'epoca primo piano solaio doppiamente ordito

La copertura è interamente in legno sulla quale poggiano i tavelloni in laterizio per la posa in opera delle tegole marsigliesi (vedi, Figura 16 e Figura 15) .



Figura 16: Tegole marsigliesi



Figura 15 : Dettaglio della copertura

3.2 Analisi storica

L'Istituto di Chimica Agraria è legato alla lunga storia dell' agricoltura bolognese. Le sue origini discendono dall'antica tradizione chimica dell'Alma Mater e dall'insegnamento dei principi teorici e pratici dell'agricoltura che sono sempre stati tenuti in grande considerazione a Bologna la quale, dall'agricoltura e dall'indotto ad esso connesso, ha tratto nel corso dei secoli larga parte della sua prosperità economica. Nel 1737 fu istituita, per volere di Ferdinando Marsili, una cattedra di Chimica, la prima in Italia, successivamente, nella seconda metà del 1700, l'insegnamento delle Scienze Agrarie assunse dignità accademica con l'introduzione, nello studio bolognese, di una cattedra di Agricoltura.. La scuola agraria fu istituita come facoltà universitaria con una legge del 1901. Negli anni successivi l'evoluzione della facoltà di Agraria e l'aumento degli studenti iscritti crea la necessità di nuovi edifici. L'Istituto di Chimica Agraria fu creato sotto la direzione del Giacomo Ciamician, chimico di fama internazionale, noto per le sue ricerche sulla chimica del pirrolo e derivanti, sul chimismo delle piante e sull'azione chimica della luce (1857-1922). Fin dal 1894 Ciamician aveva espresso il suo desiderio di un nuovo edificio che potesse ospitare laboratori. Il Rettore, nello stesso anno, gli promise nuovi locali. Ci vollero comunque molti anni e tre Convezioni fra Comune ed Università (1897,1911,1930) per giungere, nel 1930, al completamento del complesso degli edifici tra l'incrocio delle vie Selmi e San Giacomo. L'Istituto di Chimica Agraria ha adesso la propria sede affianco del edificio di Chimica Agraria (vedi Figura 17e Figura 18).



Figura 17: Foto d'epoca lato via San Giacomo



Figura 18: Foto d'epoca incrocio via Selmi e San Giacomo

Ciamician non fece in tempo a veder il nuovo edificio, così pure l'Architetto Edoardo Collamarini (1863-1928), a cui furono affidate le parti architettoniche ed estetiche. L'Istituto, a giudicare dalle foto d'epoca recuperate (vedi Figura 19 e Figura 20), risulta un punto di riferimento per i suoi laboratori e strumentazione.



Figura 19: Foto d'epoca strumentazione

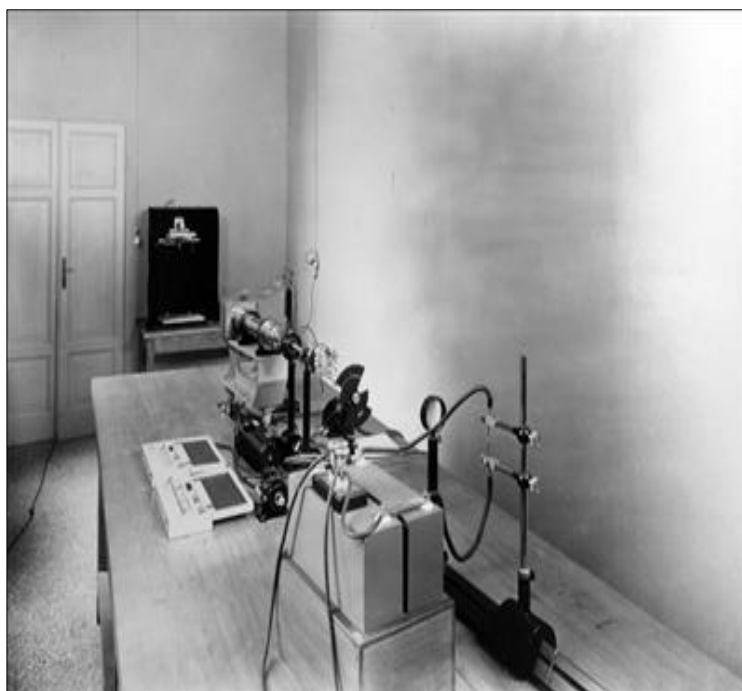


Figura 20 : Foto d'epoca strumentazione

Gli scavi iniziati prima della Grande Guerra, furono sospesi durante gli eventi bellici e i lavori di costruzione ripresero solo nel 1924. L'Istituto, che fa parte della facoltà di Agraria, aveva assoluta necessità di venir dotato di nuovi laboratori e stanze di studio. Il Direttore dell'Istituto ha richiesto il cortile affianco del edificio esistente come posto di costruzione per l'ampliamento. Come testimonia una mappa (vedi Figura 21) dell'epoca tale posto venne concesso alla facoltà di Agraria per costruire il nuovo corpo.



Figura 21: Foto mappa d'epoca

Alcune foto dell'epoca testimoniano che nel 1931 si iniziò costruire il nuovo corpo di fabbrica in aggiunta all'edificio esistente realizzato successivamente (vedi Figura 22 e Figura 23).



Figura 22:Foto d'epoca, scavi per l'ampliamento



Figura 23: Foto d'epoca, costruzione del primo piano

Il nuovo corpo di fabbrica fu finito nel 1936, pochi anni dopo, e precisamente il 5 giugno 1944, venne colpito da un grappolo di tre bombe che esplosero nelle cantine e distrussero completamente la nuova ala costruita nel 1937 (vedi Figura 24)



Figura 24: Foto d'epoca nuovo corpo dopo il bombardamento

L'edificio, a giudicare dalle foto d'epoca reperite, sembra che nel 1948 fosse già ricostruito completamente tenendo uguale la forma e l'architettura che aveva prima del bombardamento (vedi Figura 25).



Figura 25: foto d'epoca, lato via San Giacomo

Successivamente l'edificio subisce periodicamente alcuni interventi. Dal sopralluogo effettuato, e dal confronto delle foto d'epoca reperite si può confermare che è stato aggiunto un vano scala che sporge dalla struttura originaria, per la realizzazione del

quale si è resa necessaria la demolizione di una parte della vecchia muratura (vedi Figura 26). Inoltre nel cortile interno è stata aggiunta una struttura sporgente dall'edificio, di forma rettangolare, autoreggente che non influisce sul comportamento strutturale dell'edificio (vedi Figura 27).



Figura 26: Vano scala sporgente



Figura 27: Struttura rettangolare autoreggente

Dal sopralluogo effettuato nel piano ammezzato, in particolare al punto di separazione col edificio adiacente (Chimica Generale) si è osservato un intervento di consolidamento della muratura con iniezioni di malta cementizia (vedi Figura 28 e Figura 29) . Per gli interventi sopra descritti non è stato possibile reperire ulteriori informazioni.



Figura 28: Iniezioni di malta cementizia nel piano ammezzato



Figura 29: Iniezioni di malta cementizia nel piano ammezzato

3.3 Analisi della documentazione disponibile

Di seguito si elenca la documentazione che è stata ritrovata per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio in esame:

- rilievo architettonico di tutto l'immobile (rilievo PAL da AUTC);
- fotografie storiche dell'epoca, che riprendono anche le fasi di cantiere
- Archivio Storico (UNIBO)

3.4 Rilievo geometrico e strutturale

Per verificare la correttezza delle informazioni contenute nel materiale a disposizione, ma anche per rilevare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo di tutto l'immobile, nella maniera più completa e dettagliata possibile, nei limiti dell'accessibilità del fabbricato, con l'aiuto di alcuni saggi demolitivi.

Dal materiale disponibile, dai sopralluoghi in sito e le indagini eseguite, è stato possibile desumere che:

- trattasi di pareti monolitiche costituite da mattoni pieni in laterizio e malta di calce di scarsa qualità;
- negli angoli le pareti sono efficacemente collegate alle pareti di controvento;
- non sono presenti cordoli di interpiano e quindi ai piani le pareti non sono efficacemente vincolate agli orizzontamenti intermedi;
- trattasi prevalentemente solai di tipo Varese e solai con travi d'acciaio e tavelloni.

Tuttavia queste indagini hanno riguardato solo alcune zone e, pertanto, è stato necessario effettuare diverse ipotesi, generalizzando quanto riscontrato in maniera locale.

Nelle figure seguenti si riportano schematicamente le tipologie dei solai e coperture presenti.

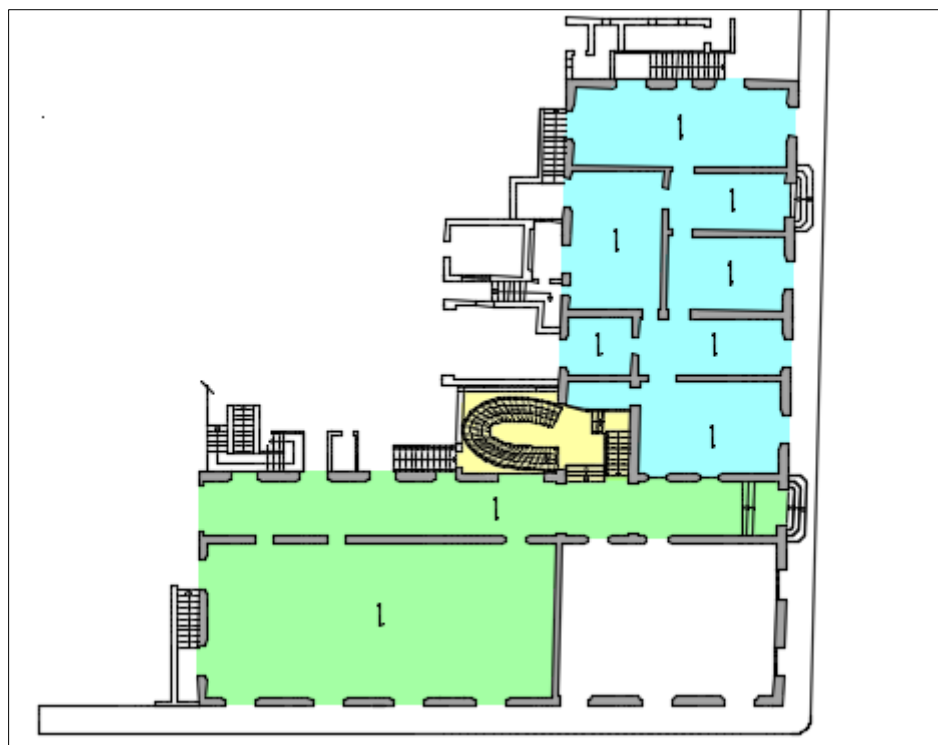
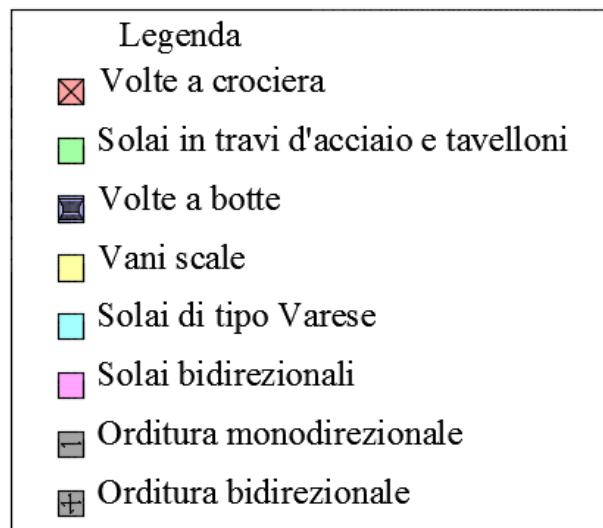


Figura 30: Disposizione dei solai in pianta-Piano terra (quota 3 m)

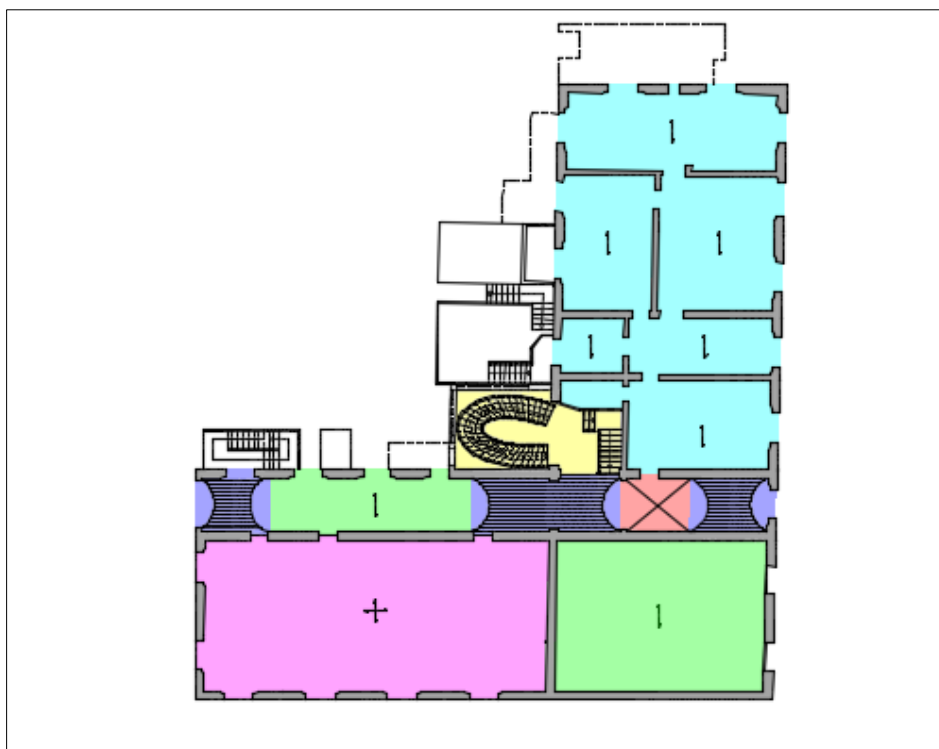


Figura 31: Disposizione dei solai in pianta-Piano ammezzato (quota 6 m)

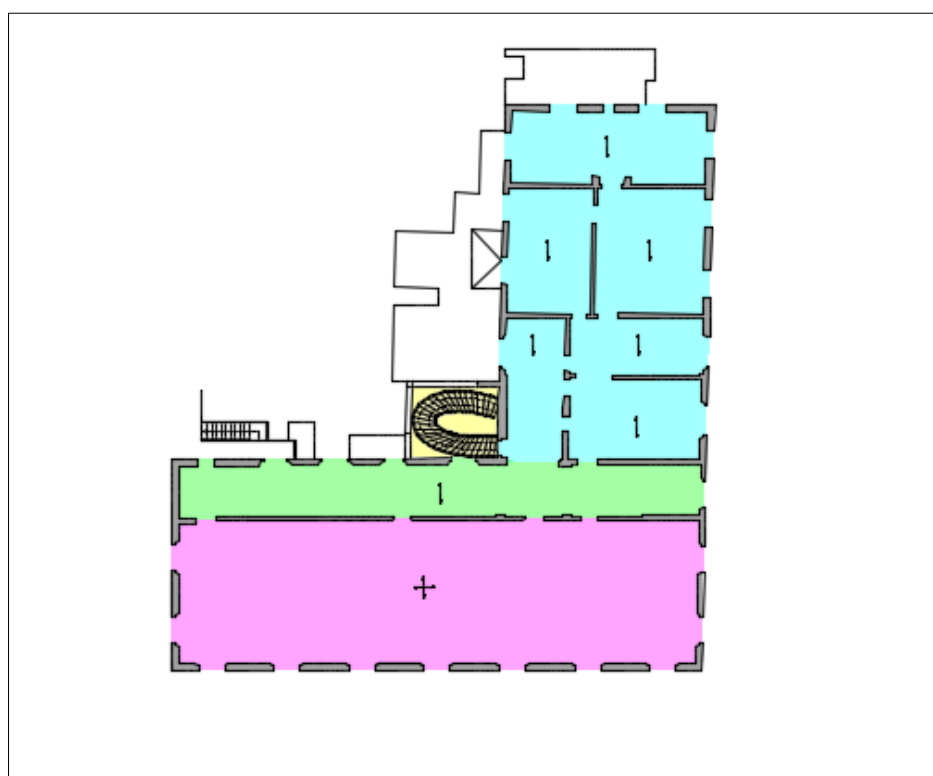


Figura 32: Disposizione dei solai in pianta-Primo piano (copertura-quota 11 m)

3.5 Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado

Durante i sopralluoghi in sito è stata osservata la presenza di fessure e segni di degrado in alcune zone dell'immobile. Nelle figure seguenti si riportano in rosso le murature fessurate, in verde le zone che mostrano segni di degrado per varie ragioni.

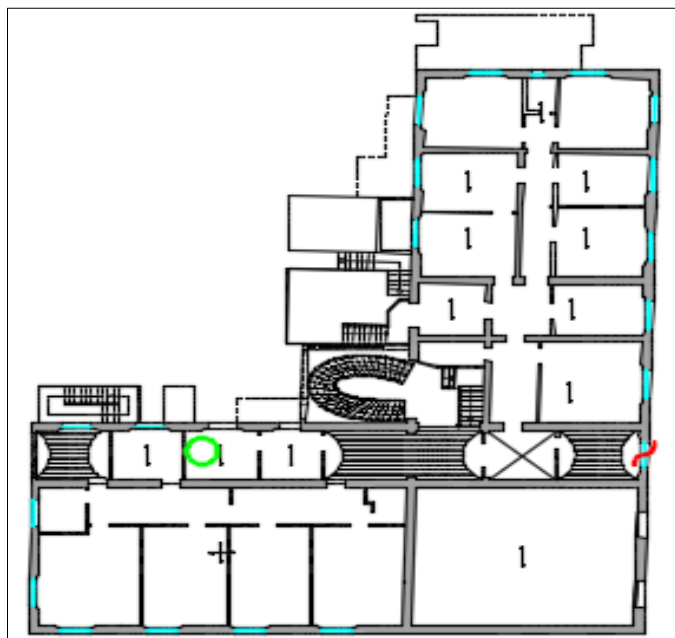


Figura 33: Piano ammezzato- identificazione planimetrica del quadro fessurativo murario



Figura 35: Foto dello stato deformativo nel piano ammezzato indicato sulla planimetria



Figura 34: Area, dell' soffitto di piano ammezzato, degradata dal umidità

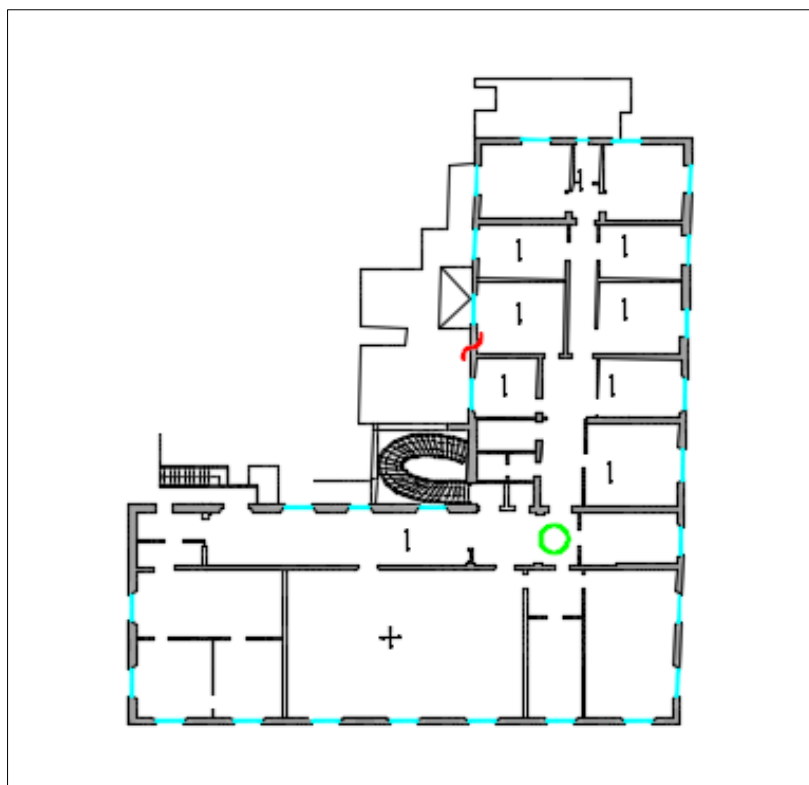


Figura 36: Primo piano- identificazione planimetrica del quadro fessurativo murario



Figura 38: Foto dello stato deformativo nel primo piano indicato sulla planimetria



Figura 37: Area, del soffitto di primo piano, degradata dall'umidità

3.6 Le prove in Sito

La campagna sperimentale è stata articolata secondo diverse tipologie di prove, svolte ad ottenere una migliore conoscenza dei dettagli costruttivi, la caratterizzazione meccanica dei singoli componenti presenti (laterizi e malta) e la capacità a compressione e taglio della muratura nel suo complesso.

A questo scopo, sono state effettuate le seguenti prove o attività di indagine:

- n.3 Saggi demolitivi su pareti portanti in muratura;
- n.5 Prelievi di campioni di muratura;
- n.1 Rimozioni di intonaco per prove di scorrimento su giunto di malta;
- n.1 Indagine endoscopica su solai del pacchetto di solaio.

3.6.1 Saggi demolitivi

I saggi demolitivi sono stati effettuati su un campione limitato di maschi murari allo scopo di:

- Valutare la tipologia e la qualità delle murature presenti;
- Verificare la qualità del collegamento tra pareti ortogonali;
- Mettere a nudo porzioni di muratura di circa 1.00 x 1.00 m² per lo svolgimento successivo di prove di scorrimento su giunto di malta.

Complessivamente, si sono eseguiti 4 saggi demolitivi di cui 3 per valutare la qualità e la tessitura della muratura e 1 per la preparazione delle prove di scorrimento su giunto di malta.



Figura 39: Verifica della ammorsamento



Figura 40: Rimozione di intonaco

3.6.2 Prove di scorrimento su giunto di malta

Si è eseguita 1 prova di scorrimento su giunto di malta in accordo alla ASTM C 1531-09. Tale prova consiste nella misura della forza necessaria a far scorrere orizzontalmente un mattone in laterizio rispetto alle file di mattoni sottostanti e soprastanti, producendo così la rottura dei corrispondenti giunti di malta orizzontale. In generale, questa tipologia di prova è in grado di fornire indicazioni attinenti alla resistenza a taglio della muratura provata. La preparazione del set-up di prova consiste nella rimozione dell'intonaco e di due mattoni, che precedono e seguono quello oggetto di prova. La forza di scorrimento viene generata mediante martinetto idraulico opportunamente collocato in una delle cavità realizzate. La misura della forza si ottiene moltiplicando la pressione idraulica, letta attraverso un manometro (sensibilità 5 bar), per una adeguata costante di conversione. Per la valutazione degli spostamenti orizzontali, sono stati posizionati due comparatori centesimali parallelamente alla direzione di spinta. Essi forniscono lo spostamento relativo tra il mattone oggetto della prova e i corsi di mattoni superiore e quello tra il mattone dietro il martinetto e i corsi di mattoni superiori, come mostrato nel set-up di prova di Figura 41, la seconda misura viene presa nella inusuale ipotesi che la crisi si manifesti in seguito allo scorrimento del mattone di contrasto invece che di quello oggetto di prova.

Per la prova, è stata calcolata la tensione tangenziale massima τ_i a partire dalla forza orizzontale esercitata dal martinetto $F_{app,i}$ che ha portato allo scorrimento del giunto:

$$\tau_i = \frac{F_{app}}{A_i}$$

dove A_i è la somma dell'area dei giunti orizzontali superiore ed inferiore del mattone i -esimo considerato. Parallelamente, è stata anche valutata la tensione verticale agente sul mattone oggetto di prova, facendo uso delle analisi dei carichi e dell'orditura strutturale degli impalcati. A partire dai valori misurati in termini di tensione tangenziale e da quelli forniti in termini di tensione verticale, in fase di elaborazione dei dati forniti dalle prove verrà valutata la resistenza a taglio secondo il modello di Mohr-Coulomb:

$$\tau_i = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_v$$

dove σ_v , τ_0 e μ sono la tensione verticale, la tensione tangenziale resistente in assenza di tensione normale e il coefficiente di attrito, rispettivamente.

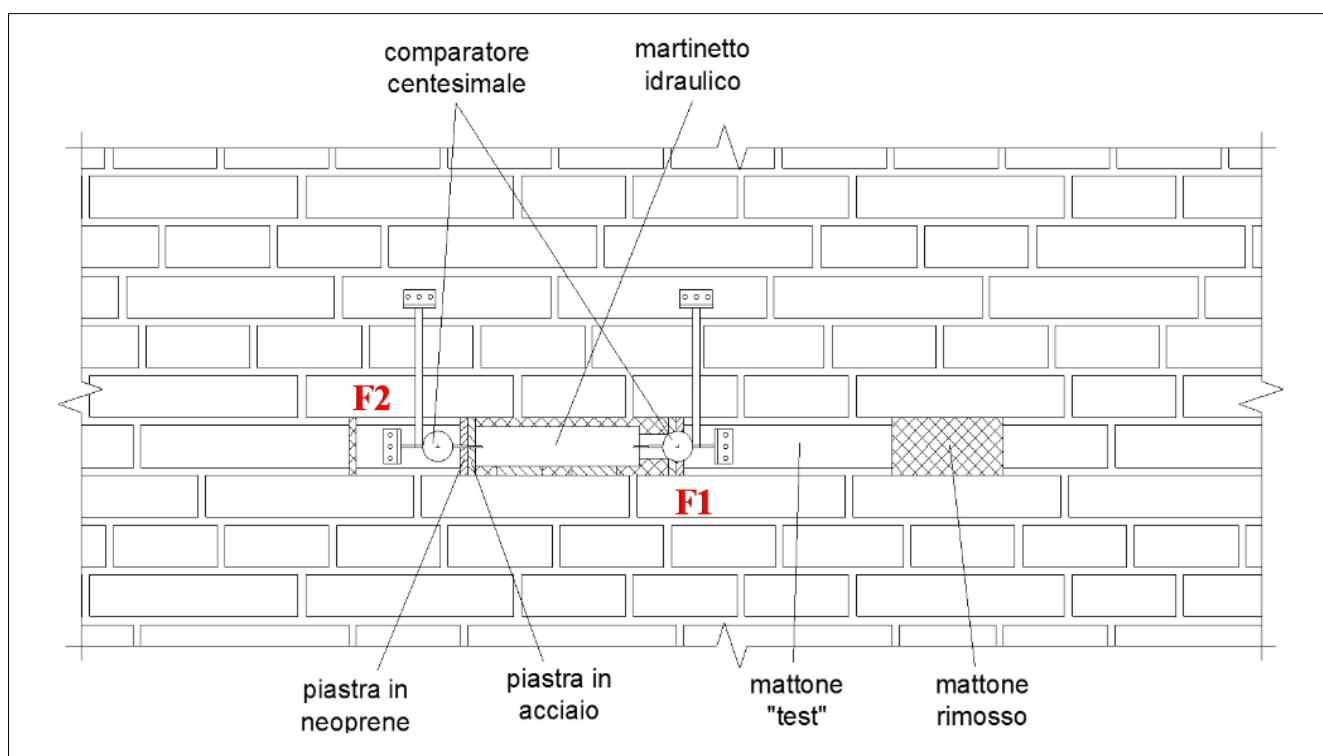


Figura 41: Set-up di prova



Figura 42: Prova di scorrimento

3.6.3 Prelievo dei campioni

Al fine di valutare la resistenza dei singoli materiali (malta e mattoni) si è proceduto al prelievo di diversi campioni di muratura, individuati e prelevati in modo tale da offrire una caratterizzazione significativa degli stessi.

L'operazione di prelievo è stata effettuata attraverso l'impiego di una carotatrice con sistema di lubrificazione ad acqua, fissata orizzontalmente sulla superficie della parete in modo da ottenere un asse di prelievo ortogonale alla stessa. Sono state estratte carote con diametro 50, 70 e 100 mm. Per quanto riguarda i mattoni, durante la rimozione dell'intonaco per le prove di scorrimento su giunto di malta, sono stati estratti uno/due mattoni per ogni area indagata. Successivamente, presso i laboratori del CIRI, si è proceduto a ricavare dai campioni, i provini per le diverse tipologie di prova. In particolare, sono state effettuate prove di compressione su laterizio, prove di doppio punzonamento su letti di malta e prove di compressione diametrale su carote con giunto di malta inclinato.



Figura 43: Macchina carotatrice

3.6.4 Preparazione dei campioni e modalità di prova

Dalle carote di diametro 50 e 70 mm, contenenti sempre un giunto di malta in posizione diametrale, si è proceduto a ricavare e selezionare provini di malta di dimensioni approssimativamente 4 x 4 cm e spessore variabile da 1,10 a 1,70 cm, in funzione dello spessore del giunto di malta originale. Successivamente, le facce del campione a contatto con il punzone sono state rettificare ed infine, i provini sono stati rotti a compressione per doppio punzonamento utilizzando due punzoni circolari di diametro 20 mm, secondo il metodo proposto da Henzel e Karl: “double punch test”.

Da ogni mattone prelevato in situ, si sono ricavati almeno due provini cilindrici. Dopo la rettifica delle facce, i provini sono stati testati a compressione secondo la norma UNI EN 772-1. Le carote, diametro 70 e 100 mm, estratte integre dalle porzioni di muratura, sono state tagliate in modo tale da fornire campioni cilindrici di altezza almeno pari al diametro, $h \geq \phi$, per valutare la resistenza a compressione e a taglio della muratura. Si sono quindi ottenuti sette provini testati mediante prova di compressione in cui vengono posati 2 getti di malta ad alta resistenza, uno superiore e uno inferiore, per simulare il comportamento della muratura intorno alla carota, e sei provini provati mediante prova di compressione diametrale (brasiliiana) con giunto di malta inclinato a 45°, 50° e 55° rispetto all’orizzontale, in modo da applicare diversi rapporti tra tensione normale e tangenziale sul letto di malta al momento della crisi, tale possibilità non è consentita nelle prove di scorrimento del giunto di malta eseguite in situ.



3.6.5 Indagini endoscopiche nei solai

Al fine di individuare la reale stratigrafia dei solai costituenti l'edificio è stata condotta un'indagine endoscopica attraverso l'utilizzo di un endoscopio rigido. Operativamente si è realizzato un foro passante nel solaio del diametro di 16 mm, nel quale è stata inserita la sonda. La zona ispezionata viene illuminata tramite un fascio di fibre ottiche ed attraverso una videocamera si registrano le immagini alle diverse quote di solaio.



Figura 44: Strumentazione usata

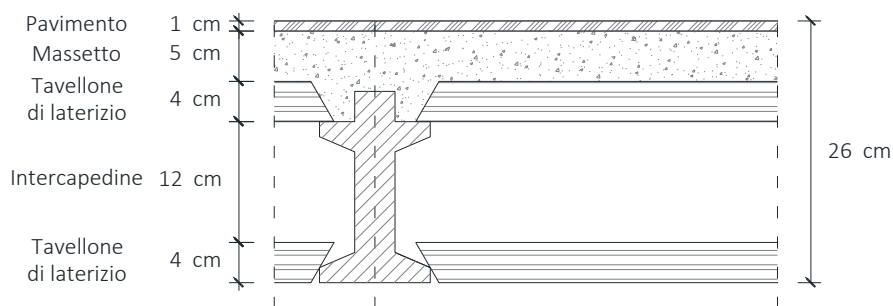


Figura 45: Stratigrafia rilevata dall' indagine d'endoscopia

Per quanto concerne tutti i risultati, i dettagli e le osservazioni sulle prove dell'edificio in esame si rimanda alla relazione di prova eseguita dal CIRI nell'ambito del progetto denominato “Valutazione delle proprietà meccaniche della muratura e rilievo dei dettagli costruttivi rappresentativi di alcuni edifici di proprietà dell'Ateneo di Bologna”.

3.7 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per quanto attiene la definizione delle resistenze dei materiali (resistenze di progetto) utilizzate per la valutazione della capacità degli elementi, si è fatto riferimento ai valori medi ottenuti a partire dalle prove sperimentali effettuate su campioni di mattoni e malta come spiegato nel paragrafo precedente; si sono adottati un fattore di confidenza pari a 1.35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a $\gamma_m = 3$ (rif. Para. C8.7.1.5 della Circolare applicativa delle NTC n. 617/2009).

Per il peso specifico invece si è fatto riferimento al valore 1800 kg/m^3 riportato nella Tabella C8A.2.1.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura assunte:

- La resistenza a compressione media della muratura ottenuta attraverso le prove risulta essere pari a:

$$f_m = 63,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La resistenza a compressione di progetto è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{63,52}{1,35 \cdot 3} = 15,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- La resistenza a taglio media della muratura, a causa della bassa qualità della muratura in cui si è fatta la prova a scorrimento è stato considerato il valore minimo proposto dalla normativa, risulta essere pari a:

$$f_{vm0} = 0,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La resistenza a taglio di progetto progetto è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{0,61}{1,35 \cdot 3} = 0,15 \frac{kg}{cm^2}$$

- Peso specifico:

$$\gamma = 1800 \frac{kg}{m^3}$$

- Modulo elastico

$$E = 1000 \cdot f_m = 63518.12 \frac{kg}{cm^2}$$

3.8 SINTESI DELLA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

In Tabella 1 si riporta in sintesi il livello di conoscenza della geometria degli elementi strutturali portanti, mentre in Tabella 2 si riporta una sintesi relativa alla conoscenza dei materiali.

In particolare:

- con il simbolo **V**, sono stati indicati gli aspetti noti;
- con il simbolo **V**, sono stati indicati gli aspetti parzialmente noti;
- con il simbolo **X**, sono stati indicati gli aspetti non noti

Tabella 1: Sintesi della conoscenza dell' edificio per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali

	MATERIALI		
	CARATTERISTICHE	IPOTESI	PROVE
COPERTURA	<ul style="list-style-type: none"> • Tipologia • Peso V	X	X
ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI	<ul style="list-style-type: none"> • Tipologia muratura (piena o a sacco) • Numero delle teste V	<ul style="list-style-type: none"> • Ammorsamenti • Qualità della muratura • Parametri materiale V	V
ELEMENTI STRUTTURALI ORIZZONTALI	<ul style="list-style-type: none"> • Tipologie • Peso V	<ul style="list-style-type: none"> • Spessori • Strati del pacchetto V	V

Tabella 2: Sintesi della conoscenza dell' edificio per quanto riguarda la geometria degli elementi strutturali

	GEOMETRIA			
	CARATTERISTICHE	TAVOLE	RILIEVO	PROVE
COPERTURA	<ul style="list-style-type: none"> • Dimensione elementi • Geometria V	V	X	X
ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI	<ul style="list-style-type: none"> • Spessore muri • Altezze V	V	V	V
ELEMENTI STRUTTURALI ORIZZONTALI	<ul style="list-style-type: none"> • Dimensioni volte • Dimensione elementi dei solai in legno • Orditura V	V	V	V

4. ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica vengono condotte con riferimento all'analisi dei carichi di seguito riportata, effettuata sulla base delle stratigrafie dei solai verificate e/o ipotizzate.

Le tipologie di solaio di piano presenti (riscontrate e ipotizzate), come già anticipato nei capitoli precedenti sono le seguenti:

- Volte a crociera di luci inferiori a 5 m;
- Volte a botte di luci inferiori a 5 m;
- Solai di tipo Varese di piano;
- Solai di travi d'acciaio e tavelloni;
- Solai doppiamente orditi;
- Copertura

Si riportano le disposizioni in pianta dei solai ipotizzati e riscontrati ,utilizzati per analisi dei carichi svolte per ognuna delle tipologie di solaio appena elencate.

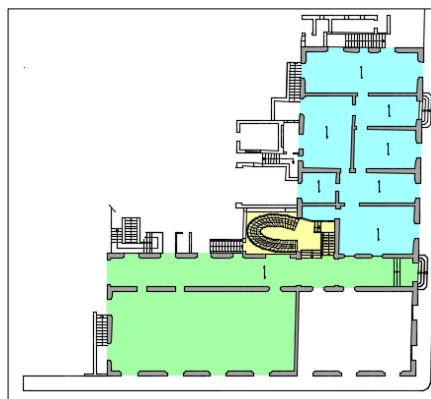
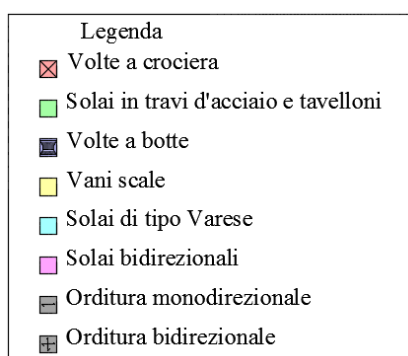


Figura 46: Piano Terra

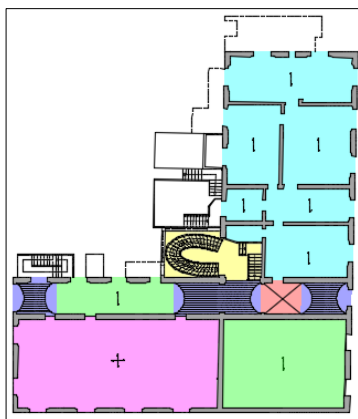


Figura 48: Piano Ammezzato

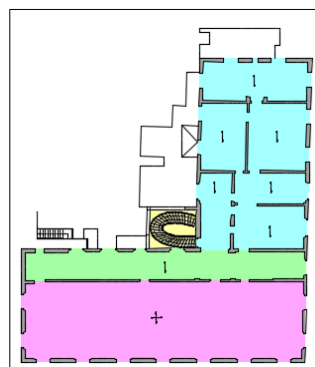


Figura 47: Primo Piano (copertura)

4.1 Volte a crociera

Per le volte a crociera non è stato possibile verificare la sua stratigrafia, mediante una indagine d'endoscopia, è stato necessario ipotizzarla (vedi Figura 49).

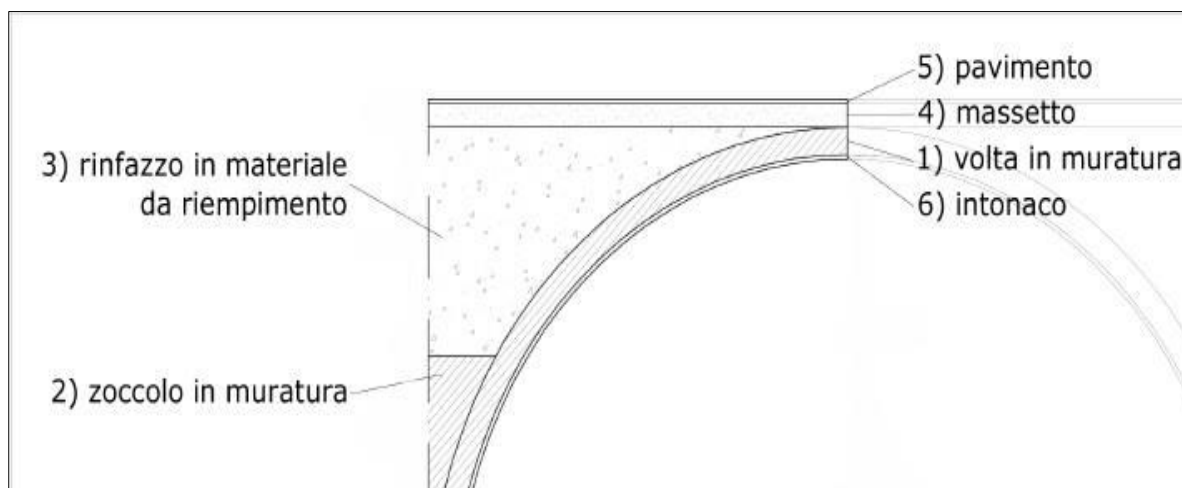


Figura 49: Schema della stratigrafia ipotizzata

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Volta in muratura	0,15	1800	279	Strutturale
Zoccolo in muratura	0,06	1800	90	Non strutturale
Rinzafo in materiale da riempimento	0,5	1300	650	Non strutturale
Massetto	0,06	2000	120	Non strutturale
Pavimento	-	-	80	Non strutturale
Intonaco	0,02	2000	40	Non strutturale

Permanente strutturale	279 [kg/m ²]	2,7 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	980 [kg/m ²]	9,8 [kN/m ²]

4.2 Volte a botte

Per le volte a botte non è stato possibile verificare la sua stratigrafia mediante una indagine d'endoscopia, è stato necessario ipotizzarla (vedi Figura 50).

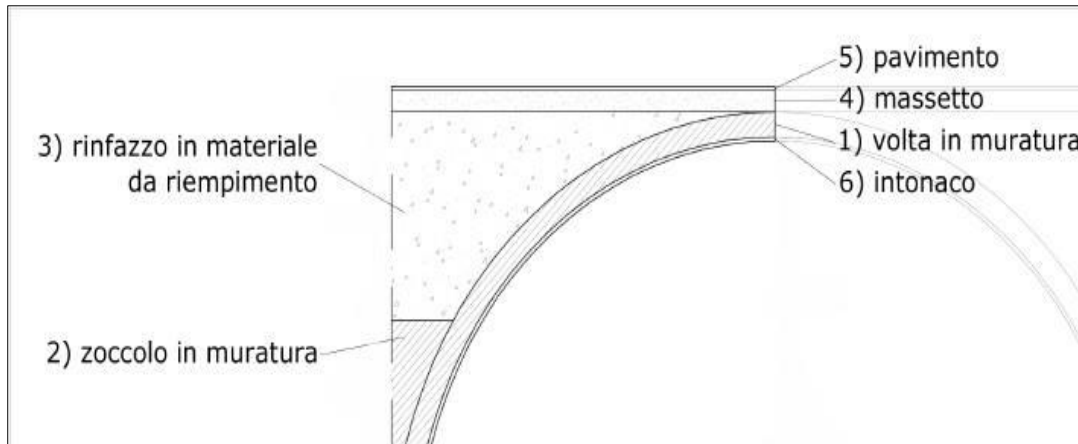


Figura 50: Schema della stratigrafia ipotizzata

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Volta in muratura	0,15	1800	279	Strutturale
Zoccolo in muratura	0,05	1800	90	Non strutturale
Rinforzo in materiale da riempimento	0,5	1300	650	Non strutturale
Massetto	0,06	2000	120	Non strutturale
Pavimento	-	-	40	Non strutturale
Intonaco	0,02	2000	80	Non strutturale

Permanente strutturale	279 [kg/m ²]	2,7 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	980 [kg/m ²]	9,8 [kN/m ²]

4.3 Solaio di tipo Varese

L'indagine endoscopica nel solaio di piano ammezzato ne ha fornito la stratigrafia, questa indagine ha riguardato solo alcune zone e, pertanto, è stato necessario effettuare ipotesi, generalizzando quanto riscontrato in maniera locale (vedi Figura 51).

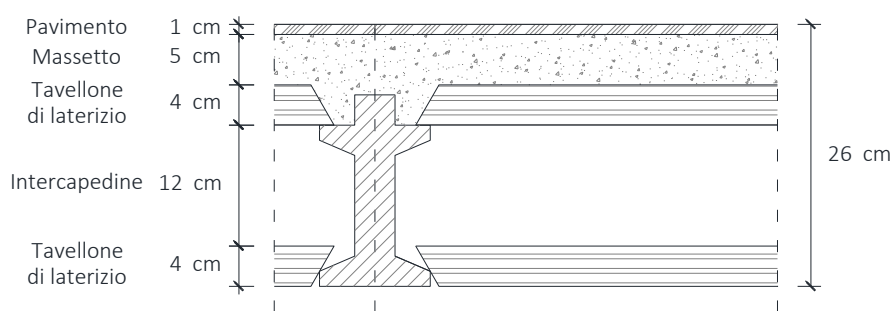


Figura 51:Stratigrafia emersa dall' indagine endoscopica

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto	0,18	-	140	Strutturale
Tavellone	0,04	-	70	Strutturale
Pavimento	0,01	2700	27	Non strutturale
Tramezzi	-	-	80	Non strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

Permanente strutturale	210 [kg/m ²]	0,45 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	227 [kg/m ²]	2,27 [kN/m ²]

4.4 Solaio di travi d'acciaio e tavelloni

Per questo tipo di solaio non è stato possibile verificare la stratigrafia mediante un indagine endoscopica, è stato necessario ipotizzarla. Tale ipotesi si è poi generalizzata in accordo con quello riscontrato durante il sopralluogo.

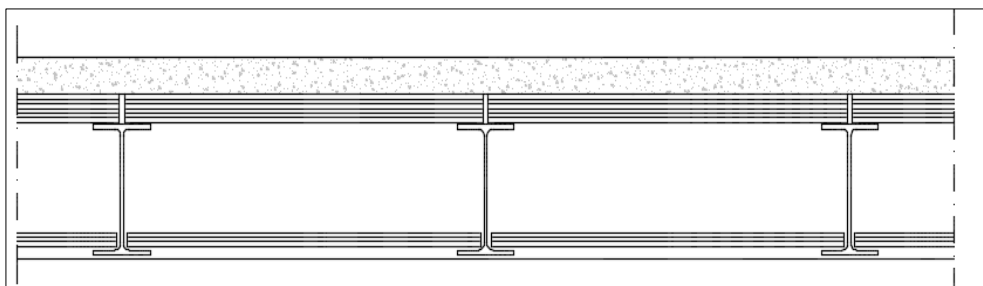


Figura 52: Schema della stratigrafia ipotizzata

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto e Tavellone	-	-	45	Strutturale
Pavimento	0,01	2700	27	Non strutturale
Tramezzi	-	-	80	Non strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

Permanente strutturale	45 [kg/m ²]	0,45 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	227 [kg/m ²]	2,27 [kN/m ²]

4.5 Solai doppiamente orditi

4.5.1 Piano ammezzato

Durante il sopralluogo nell' piano ammezzato si è riscontrato che una parte di solaio con travi d'acciaio e tavelloni sia appoggiato su travi in calcestruzzo armato.

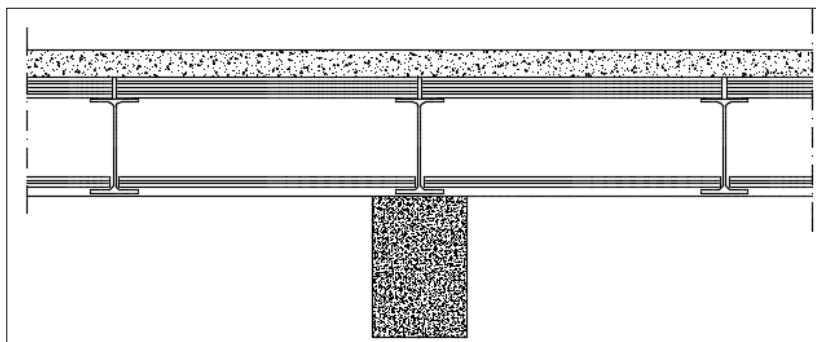


Figura 53:Schema della stratigrafia ipotizzata

	Numero di travi	Sezione $[m^2]$	Densità $[kg/m^3]$	Massa per unità di sup. $[kg/m^2]$	Permanente strutturale/non strutturale
Travi in C.A.	2	0,5x0,24	2500	33,1	Strutturale
Travi in C.A.	1	0,75x0,24	2500	23,2	Strutturale

	Spessore $[m]$	Densità $[kg/m^3]$	Massa per unità di sup. $[kg/m^2]$	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto e Tavellone	-	-	45	Strutturale
Pavimento	0,01	2700	27	Non strutturale
Tramezzi	-	-	80	Non strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

Permanente strutturale	101,35 $[kg/m^2]$	1,01 $[kN/m^2]$
Permanente non strutturale	227 $[kg/m^2]$	2,27 $[kN/m^2]$

4.6 Copertura

Durante il sopralluogo non è stato possibile ispezionare la copertura per questo motivo è stato necessario ipotizzare la sua stratigrafia. Inoltre i carichi di copertura sono stati considerati insieme a quelli dell' solaio di sottotetto che a seconda di dove si trova presenta diverse stratigrafie.

4.6.1 Solaio doppiamente ordito

Dal sopralluogo effettuato nell' primo piano si è riscontrato che una parte di solaio con travi d'acciaio e tavelloni sia appoggiato su travi in calcestruzzo armato.

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travi principali e secondarie in legno	-	-	40	Strutturale
Tavelloni	-	-	35	Strutturale
Coppi	-	-	80	Non strutturale
Coibenza	-	-	15	Non strutturale

	Numero di travi	Sezione [m ²]	Densità kg/m ³	Massa per unità di sup. kg/m ²	Permanente strutturale/non strutturale
Travi in C.A. (Orditi in orizzontale)	3	0,3x0,3	2500	37,1	Strutturale
Travi in C.A. (Orditi in verticale)	4	0,3x0,3	2500	54,5	Strutturale

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto e Tavellone	-	-	45	Strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

Permanente strutturale	211,6 [kg/m ²]	2,11 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	215 [kg/m ²]	2,15 [kN/m ²]

4.6.2 Copertura con solaio di sottotetto di tipo Varese

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto	-	-	140	Strutturale
Tavellone	-	-	70	Strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travi principali e secondarie in legno	-	-	40	Strutturale
Tavelloni	-	-	35	Strutturale
Coppi	-	-	80	Non strutturale
Coibenza	-	-	15	Non strutturale

Permanente strutturale	285 [kg/m ²]	2,85 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	215 [kg/m ²]	2,15 [kN/m ²]

4.6.3 Copertura con solaio di sottotetto con travi d'acciaio e tavelloni

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travetto e Tavellone	-	-	45	Strutturale
Massetto	0,05	2000	100	Non strutturale
Intonaco	0,01	2000	20	Non strutturale

	Spessore [m]	Densità [kg/m ³]	Massa per unità di sup. [kg/m ²]	Permanente strutturale/non strutturale
Travi principali e secondarie in legno	-	-	40	Strutturale
Tavelloni	-	-	35	Strutturale
Coppi	-	-	80	Non strutturale
Coibenza	-	-	15	Non strutturale

Permanente strutturale	120 [kg/m ²]	1,20 [kN/m ²]
Permanente non strutturale	215 [kg/m ²]	2,15 [kN/m ²]

4.7 CARICHI VARIABILI

4.7.1 Uffici aperti al pubblico

In accordo con le Norme Tecniche per le costruzioni, il carico accidentale per ambienti quali uffici aperti al pubblico viene assunto pari a 3 KN/mq

4.7.2 Neve

Il carico della neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione (§3.4):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Valore caratteristico del carico di neve al suolo

Bologna si trova all'interno della zona I-Mediterranea, per cui il valore caratteristico del carico di neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ per } a_s \leq 200\text{m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s / 602)^2] \text{ kN/m}^2 \text{ per } a_s > 200\text{m}$$

Bologna si trova ad $a_s = 54$ m sul livello del mare, quindi rientra nel caso in cui:

- $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione

Si ipotizza di essere in un'area dalla topografia normale, cioè un'area in cui non sia presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Quindi il coefficiente di esposizione vale:

- $C_E = 1$

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico di neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

In assenza di uno specifico studio, si utilizza:

- $C_t = 1$

Coefficiente di forma per le coperture

Il valore del coefficiente di forma in questo caso vale:

- $\mu_i = 0,8$ per $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

dato che $\alpha \cong 18^\circ$.

Carico della neve

Utilizzando i valori così determinati, si ottiene un valore del carico della neve pari a:

$$p_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,50 \cdot 1 \cdot 1 = 1,20 \text{ kN/m}^2 = 1'200 \text{ N/m}^2$$

Tabella riassuntiva dei carichi variabili

Uffici Aperti al pubblico	3,00 [kN/m ²]	Studioli, piccole aule, corridoi, uffici, disimpegni, bagni
Variabili copertura - neve	1,20 [kN/m ²]	Copertura
- altro	0,50 [kN/m ²]	Sottotetti accessibili

Tabella riassuntiva dei carichi

Piano	Tipologia di solaio	Carichi		
		Permanenti Strutturali [kN/m ²]	Permanenti Non Strutturali [kN/m ²]	Variabili [kN/m ²]
Piano Terra	Solaio di tipo Varese	2,10	2,27	3,00
Piano Terra	Solaio di travi d'acciaio e tavelloni	0,45	2,27	3,00
Piano Ammezzato	Solaio di tipo Varese	2,10	2,27	3,00
Piano Ammezzato	Solaio di travi d'acciaio e tavelloni	0,45	2,27	3,00
Piano Ammezzato	Solaio doppiamente ordito	1,01	2,27	3,00
Piano Ammezzato	Volte a crociera	2,79	9,80	3,00
Piano Ammezzato	Volte a botte	2,79	9,80	3,00
Primo Piano	Solaio di tipo Varese - Copertura	2,85	2,15	1,7
Primo Piano	Solaio di travi d'acciaio e tavelloni - Copertura	1,20	2,15	1,7
Primo Piano	Solaio doppiamente ordito - copertura	2,11	2,15	1,7

5. LA PERICOLOSITA' SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI

5.1 Pericolosità sismica del sito

Le mappe di pericolosità sismica comprese nelle normative italiane (D.M. 14/01/2008) consentono l'identificazione, per il sito in esame, delle accelerazioni sismiche (orizzontali e verticali) corrispondenti a prefissate probabilità di superamento nell'arco temporale di riferimento (tipicamente 50 anni ed indicato nelle normative vigenti come V_R).

Il complesso edilizio in esame (secondo quanto specificato all'interno del D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.2) può essere classificato come costruzione:

- di Tipo 2 (opere ordinarie)
- di Classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi).

Per gli edifici di nuova costruzione di Tipo 2 e Classe III è possibile definire una vita nominale $V_N = 50 \text{anni}$ ed un coefficiente d'uso $C_U = 1,5$. A questi valori corrisponde un periodo di riferimento per l'azione sismica V_N (D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{anni}$$

I parametri sismici che consentono di definire l'azione sismica di progetto per il sito in esame (T_r , a_g , F_0 , T_c^*) per i diversi stati limite previsti dalla normativa (SLO, SLD, SLV, SLC) sono di seguito riportati:

- Città: Bologna
- Zona 3
- Lat.: 44.5075, Long.: 11.3514,
- $V_N = 50 \text{ anni}$;
- $C_U = 1.5$;
- Categoria sottosuolo: C

5.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Come indicato nel capitolo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008, lo spettro elastico di progetto si trova come segue:

$$\begin{cases} S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & \text{se } 0 \leq T < T_B \\ S_e(T) = a_g \cdot S \eta \cdot F_0 & \text{se } T_B \leq T < T_C \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) & \text{se } T_C \leq T < T_D \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & \text{se } T_D \leq T \end{cases}$$

Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (S):

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Per la categoria di sottosuolo C, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S vale (Tab. 3.2.V):

$$1,00 \geq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

A Bologna:

$$SLV: \frac{a_g}{g} = 0,191$$

$$SLV: F_0 = 2,416$$

Quindi:

$$SLV: S_S = 1,423 \leq 1,50 \rightarrow S_S = 1,423$$

Per la categoria topografica T1 il coefficiente di amplificazione topografica S_T vale (Tab. 3.2.VI):

$$S_T = 1,0$$

Quindi:

$$SLV: S = 1,423 \cdot 1,0 = 1,423$$

Fattore che altera lo spettro elastico (η):

Fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove ξ è espresso in percentuale.

Si assume lo smorzamento convenzionale:

$$\xi = 5\%$$

Quindi:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1 \geq 0,55 \rightarrow \eta = 1$$

Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima (F_0):

$$F_0 \geq 2,2$$

A Bologna:

$$SLV: F_0 = 2,43$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro (T_C):

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

A Benevento:

$$SLV: T_C^* = 0,313$$

Per la categoria di sottosuolo C, il coefficiente di amplificazione stratigrafica C_C vale (Tab. 3.2.V):

$$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$$

A Benevento:

$$SLV: C_C = 1,05 \cdot (0,313)^{-0,33} = 1,541$$

Quindi:

$$SLV: T_C = 1,541 \cdot 0,313 = 0,482 \text{ s}$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante (T_B):

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$SLV: T_B = \frac{0,482}{3} = 0,162 \text{ s}$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro (T_D):

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$$SLV: T_D = 4,0 \cdot 0,191 + 1,6 = 2,364$$

Con analoghi calcoli per gli altri stati limite, si ottiene:

	SLO ($P_{VR}=81\%$)	SLD ($P_{VR}=63\%$)	SLV ($P_{VR}=10\%$)	SLC ($P_{VR}=5\%$)
a_g/g	0,064	0,079	0,191	0,240
F_0 (s)	2,479	2,480	2,416	2,443
T_c^*	0,269	0,279	0,313	0,319
S_s	1,500	1,500	1,423	1,348
C_c	1,620	1,601	1,541	1,531
S_T	1	1	1	1
q	1	1	1	1
S	1,500	1,500	1,423	1,348
η	1	1	1	1
T_B (s)	0,145	0,149	0,161	0,163
T_C (s)	0,435	0,446	0,482	0,489
T_D (s)	1,856	1,916	2,364	2,561

Tabella 3: Parametri sismici e grandezze derivate per ciascuno dei quattro stati limite previsti

In figura si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa (D.M.14/01/2008) allo SLV.

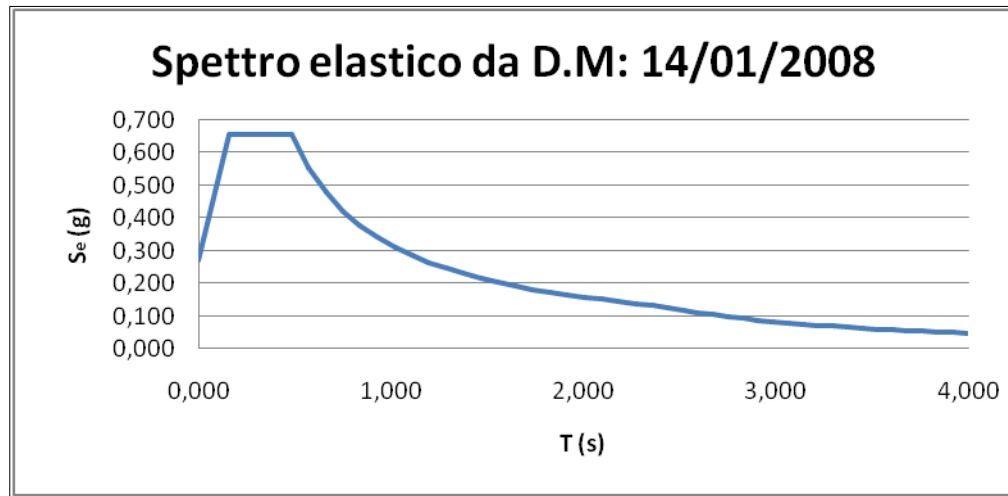


Figura 54: Spettro di risposta elastico da Normativa allo SLV

Accelerazione spettrale massima = 0,656 g.

5.3 Il fattore di struttura q

Il fattore di struttura verrà utilizzato nelle varie verifiche per ridurre lo spettro elastico di progetto quando non si vorranno più rendere i risultati in modo normalizzato, ma li si vorranno apprezzare per i loro effettivi valori. Esso è stato dedotto in accordo con il paragrafo C8.7.1.2 della Circolare Ministeriale n. 617, riportato qui di seguito:

"Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: «I solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano»."

Perciò in questo caso, assumendo che l'edificio sia non regolare in elevazione, si è assunto un valore del fattore di struttura pari a: $q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25$

5.4 Spettro allo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.191 g
F_0	2.422
T_c^*	0.313 s
S_s	1.423
C_c	1.541
S_T	1.000
q	2.25

Parametri dipendenti

S	1.422 g
η	1.000
T_B	0.161 s
T_C	0.482 s
T_D	2.362 s

Per l'edificio in esame si adotta $q = 2.25$. In Figura 55 si riporta lo spettro di progetto utilizzato per le analisi ottenuto a partire dallo spettro elastico diviso per q .

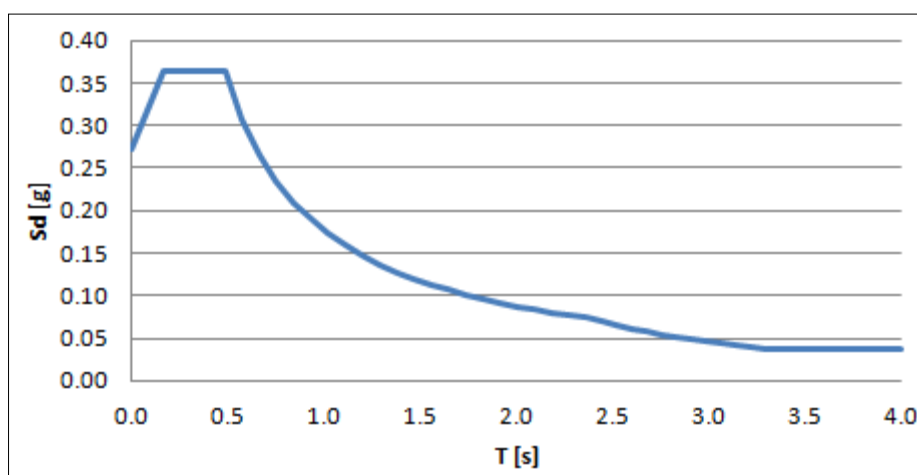


Figura 55: Spettro di progetto allo SLV ($q=2.25$)

5.5 Spettro allo SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_0	0.078 g
F_0	2.480
T_c^*	0.279 s
S_s	1.500
C_c	1.600
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.446 s
T_D	1.914 s

In Figura 56 si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa (D.M.14/01/2008) allo SLD.

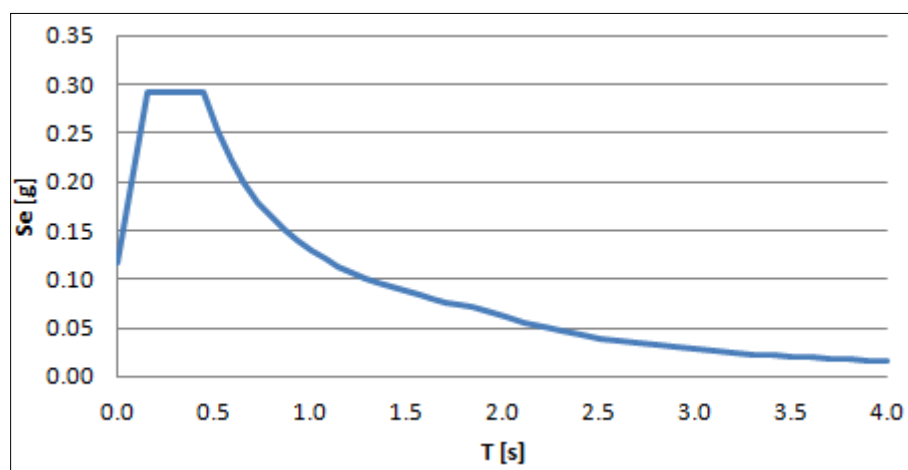


Figura 56: Spettro elastico allo SLD

6. COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 Combinazione statica allo SLE

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione "quasi permanente" agli stati limite di esercizio (SLE) di seguito riportata:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

- G_1, G_2 rappresentano i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali
- ψ_{2j} rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente)
- Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili

Nel caso in oggetto si è assunto:

- $\psi_{2j} = 0,3$ per gli ambienti ad uso Uffici (categoria B)
- $\psi_{2j} = 0,6$ per gli ambienti Suscettibili di Affollamento, come le scale (categoria C)
- $\psi_{2j} = 0,0$ per le Coperture (categoria H)
- $\psi_{2j} = 0,0$ per la Neve

La combinazione statica allo SLE è stata utilizzata per la valutazione delle tensioni nei punti dell'edificio in cui sono state effettuate le prove necessarie alla determinazione dei parametri della muratura.

6.2 Combinazione statica allo SLU

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione allo stato limite ultimo (SLU) di seguito riportata:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- G_1, G_2 rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ rappresentano i coefficienti parziali di combinazione;
- Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili (valore caratteristico)

Nel caso in oggetto si è assunto $\gamma_{G1} = 1.3$, $\gamma_{G2} = 1.5$ e $\gamma_{Qi} = 1.5$.

6.3 Combinazione per la valutazione delle masse sismiche

Così come previsto al punto 3.2.4 del D.M. 14/01/2008, le masse sismiche sono state valutate considerando la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1, G_2 rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali;

ψ_{2i} rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);

Q_{K1}, Q_{K2} carichi variabili (valore caratteristico)

Nel caso in oggetto si è assunto $\psi_2 = 0,60$ per i solai di piano (ambienti suscettibili di affollamento) e $\psi_2 = 0$ per il solaio di copertura (neve).

6.4 Combinazione dell'azione sismica con i carichi statici

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, le analisi sismiche sono state condotte considerando la seguente combinazione fra effetti dell'azione del sisma e carichi "statici":

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1, G_2 rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali;

E azione sismica per lo stato limite in esame

ψ_{2i} rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);

Q_{K1}, Q_{K2} carichi variabili (valore caratteristico).

Nel caso in oggetto si è assunto $\psi_2 = 0,60$ (ambienti suscettibili di affollamento) per i solai di piano, $\psi_2 = 0$ per il solaio di copertura (neve).

6.4.1 Casi di carico

Nell'ambito dell'utilizzo di un programma di calcolo automatico agli elementi finiti come ausilio alla valutazione del comportamento sismico della costruzione sono state analizzati i seguenti casi elementari:

TABLE: Load Case Definitions											
Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	DesTypeOpt	DesignType	DesActOpt	DesignAct	AutoType	RunCase	CaseStatus
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Yes/No	Text
DEAD	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished
MODAL	LinModal	Zero			Prog Det	OTHER	Prog Det	Other	None	Yes	Finished
Permanenti non strutturali	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished
Variabili piano tipo	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished
Variabili Copertura	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished
SX	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished
SY	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished
Variabili uffici aperti al pubblico	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished
SX-SLD	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished
SY-SLD	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished

Il caso denominato “dead”, corrisponde all'effetto dei pesi propri degli elementi strutturali (pareti in muratura, travi e pilastri). Il caso denominato “permanenti non strutturali”, corrisponde appunto all'effetto dei carichi permanenti non strutturali. I casi denominati “variabili...”, corrispondono appunto agli effetti dei carichi variabili. I casi denominati “SX...”, “SY...”, corrispondono all'effetto dello spettro di riferimento (SLD o SLV), agente nei tre diversi casi sopra riportati e rispettivamente:

- al 100 % in direzione x
- al 100 % in direzione y

6.4.2 Combinazioni

I carichi statici da combinare con le azioni sismiche sono stati combinati (nella combinazione definita “Statica per sisma” come di seguito riportato:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): Statica per sisma

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

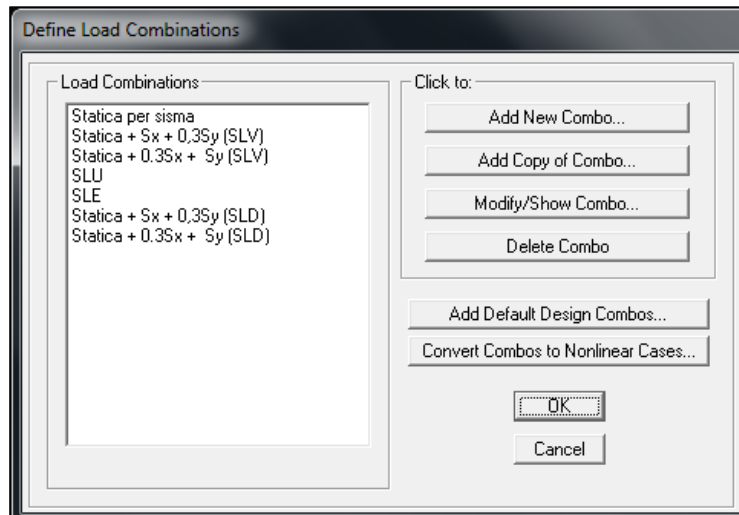
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,
DEAD	Linear Static	1,
Permanenti non strutturali	Linear Static	1,
Variabili Copertura	Linear Static	0,
Variabili piano tipo	Linear Static	0.6
Variabili uffici aperti al pubblico	Linear Static	0.3

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

La combinazione “Statica per sisma” è stata successivamente combinata con gli effetti dello spettro di risposta adottando le seguenti combinazioni (sia con SLD che SLV):

- “Statica per sisma + $S_x + 0.3 S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione x e il 30 % in direzione y;
- “Statica per sisma + $0.3 S_x + S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione y e il 30 % in direzione x.



7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELLA STRUTTURA A LIVELLO GLOBALE

7.1 Problematiche generali nella modellazione FEM di elementi in muratura

Al fine della corretta modellazione meccanica di una costruzione storica in muratura, è opportuno conoscere il funzionamento dei diversi elementi che la compongono: il materiale muratura, il suo utilizzo nei diversi elementi costruttivi e le modalità di connessione tra questi nella formazione dell'intera costruzione.

Gli elementi hanno in genere un comportamento elasto-fragile, con una resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque significativa. La malta presenta un comportamento elasto-fragile in trazione, con resistenza molto inferiore a quella degli elementi ed, in assoluto, molto bassa; in compressione e taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare. La risposta meccanica dei giunti è fortemente influenzata dall'attrito e presenta forti non linearità. Le caratteristiche meccaniche della muratura dipendono non solo dai parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti, ma anche dai loro valori relativi (in particolare, i diversi moduli elastici degli elementi e della malta).

Nella muratura gli elementi sono disposti per strati successivi, in genere ad andamento orizzontale; ciò determina la formazione di giunti principali continui e di giunti secondari, al contatto tra due elementi adiacenti, discontinui in quanto opportunamente sfalsati (ingranamento). L'orientamento dei giunti principali è in genere ortogonale alle sollecitazioni di compressione prevalenti, al fine di ottimizzare il comportamento della muratura sotto carichi di esercizio. Tuttavia, i giunti principali diventano potenziali piani di discontinuità, con conseguenze sulla resistenza del solido murario, in presenza di sollecitazioni di trazione e taglio dovute all'azione sismica. In questi casi l'attrito, generato sui giunti dalle tensioni normali di compressione associate alle forze inerziali, contribuisce alla resistenza ed alla dissipazione.

L'ingranamento nel piano della muratura influisce sul comportamento a taglio; in generale, esso è funzione del rapporto medio tra la base e l'altezza degli elementi e dei criteri di sfalsamento dei giunti secondari. La costituzione della muratura nella

sezione influenza la resistenza a compressione e il comportamento fuori dal piano; nel caso di murature a due o più paramenti, parametro significativo è la presenza di elementi passanti che creino una connessione tra i due paramenti esterni (diatoni).

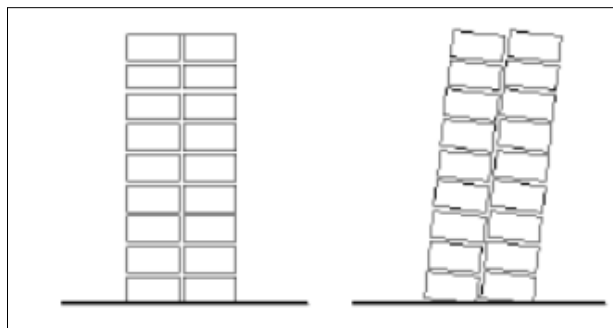


Figura 57: Muratura a 2 paramenti in assenza di elementi

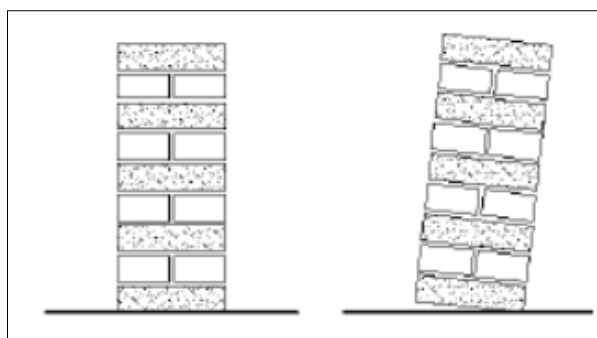


Figura 58: Muratura a 2 paramenti in presenza di elementi passanti

La risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura, infatti, sono generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai, volte, ecc...).

Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano.

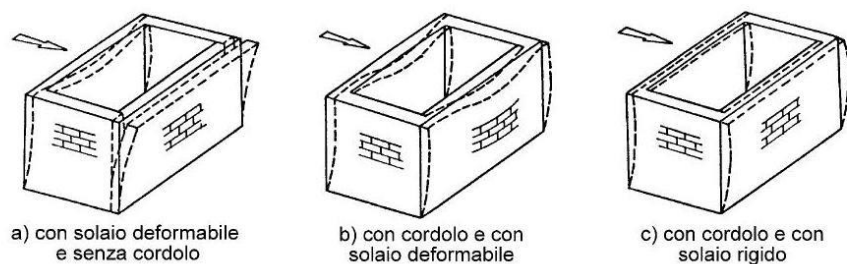
La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi (connessione tra le pareti verticali; connessione dei solai alle pareti). L'efficacia dei collegamenti tra pareti verticali è principalmente legata all'ammorsamento nelle zone di connessione; inoltre, un contributo significativo può derivare dalla presenza di

catene metalliche o di altri dispositivi puntuali. L'efficacia dei collegamenti tra le pareti e i solai è funzione del sistema di appoggio (dimensione della superficie d'appoggio, sagomatura della testa delle travi, connessioni metalliche).

La valutazione dell'efficacia degli orizzontamenti nel proprio piano in termini di rigidezza e di capacità di collegamento delle pareti dell'edificio si presenta come una problematica caratterizzazione numerica, considerata la varietà delle situazioni riscontrabili e la difficile valutazione delle reali condizioni di connessione tra gli elementi costruttivi. Per quanto riguarda gli aspetti di rigidezza nel piano sono riscontrabili due condizioni estreme:

- orizzontamenti indeformabili;
- orizzontamenti privi di rigidezza.

Il primo caso, specifico della tipologia dei solai in c.a. è raramente presente nella edilizia storica, mentre è ricorrente nella edilizia recente. In questa eventualità sono applicabili le modellazioni a piano rigido e i metodi di analisi previsti dalle norme. Anche in assenza di indeformabilità dei piani la normativa prevede l'analisi globale dell'intero organismo. Tale analisi globale si può effettuare solo con una determinazione dell'effettivo valore di rigidezza ai piani che di solito risulta incerta e poco affidabile. E' quindi giustificato, almeno in alcuni casi, riferirsi al secondo caso limite che porta ad una modellazione piana per pareti singole: quelle disposte nella direzione del sisma e soggette, ciascuna, ai carichi verticali e alle masse di competenza. Resta comunque possibile una modellazione tridimensionale a telaio spaziale equivalente, per la quale i nodi della singola parete sono rigidamente collegati tra loro piano per piano, mentre sono praticamente indipendenti rispetto ai nodi delle altre pareti. Con tale modellazione risulta in genere elevato il numero delle incognite spostamento e manca ogni ridistribuzione del taglio tra parete e parete; ciò delinea un possibile indirizzo di intervento consistente nell'introdurre, se possibile, artificialmente, croci di diagonali o solette di c.a., in modo da garantire una aliquota più o meno grande della mancata rigidezza, nonché un effetto più o meno marcato di connessione alle pareti.



La modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura è quindi un problema complesso per la difficoltà di considerare adeguatamente la geometria, i materiali e le condizioni di vincolo interno.

La modellazione strutturale di una costruzione storica in muratura richiede sempre un'approfondita conoscenza (indagine storica, rilievo strutturale e tecnologico, indagini diagnostiche), al fine di scegliere:

- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di analisi, condizionato dallo schema strutturale ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Nel caso frequente di costruzioni costituite da pareti, volte, cupole, risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano. Il comportamento non lineare del materiale costituisce tuttavia un aspetto critico nella modellazione delle costruzioni in muratura.

L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. L'analisi elastica presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente ivi presenterà una lieve fessurazione (lesioni fisiologiche) e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile. L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi.

7.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei modelli

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti con il programma di calcolo: "SAP 2000", della ditta CSI Berkeley.

Per quanto possibile la geometria di ciascuna struttura è stata riprodotta fedelmente in accordo con le risultanze date dai rilievi strutturali.

- I paramenti murari sono stati in genere modellati mediante elementi di guscio piani a 4 nodi "shell" (tipicamente in vero spessore, così come da rilievo).
- Gli elementi di orizzontamento (sempre problematici, per quanto esposto nella sezione 7) sono stati modellati come infinitamente rigidi .
- Alla base del modello sono stati inseriti vincoli di incastro in modo da ottenere una stima a favore di sicurezza delle azioni sismiche che colpiscono l'edificio.
- Gli orizzontamenti sono stati posizionati alle varie quote con un certo grado di approssimazione e operando scelte geometriche che il processo di modellazione impone

L'elemento finito di tipo "beam", a due nodi, tiene conto della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità. L'elemento finito di tipo "shell" ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Mindlin/Reissner.

I materiali (moduli elastici) sono stati modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare, rispettando le caratteristiche dei materiali presenti (si veda il paragrafo 3.7).

Il modello e i risultati delle analisi sono riportati nella Parte II.

8. CRITERI DI VERIFICA STATICA

Per valutare la sicurezza della struttura nei confronti dei carichi statici allo Stato Limite Ultimo (SLU) e delle resistenze ultime dei paramenti murari, è stato valutato, per ogni maschio murario, il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = \frac{f_d}{(N_{SLU} / A_m)}$$

in cui:

f_d è la tensione di progetto della muratura (si veda il paragrafo 3.7);

N_{SLU} è lo sforzo normale nella combinazione SLU;

A_m è l'area del maschio murario.

I risultati ottenuti con le verifiche statiche non considerano ovviamente alcuno spettro di accelerazione, per cui non devono essere ulteriormente modificati. La verifica può ritenersi soddisfatta se:

$$FS \geq 1$$

La verifica statica agli SLU è stata condotta per i maschi murari, valutati tramite la funzione “Section Cut” del programma SAP 2000.

I risultati di tali verifiche verranno riportati nella Parte II.

9. CRITERI DI VERIFICA SISMICA E VALUTAZIONE DELLE ACCELERAZIONI DI COLLASSO DELLA STRUTTURA

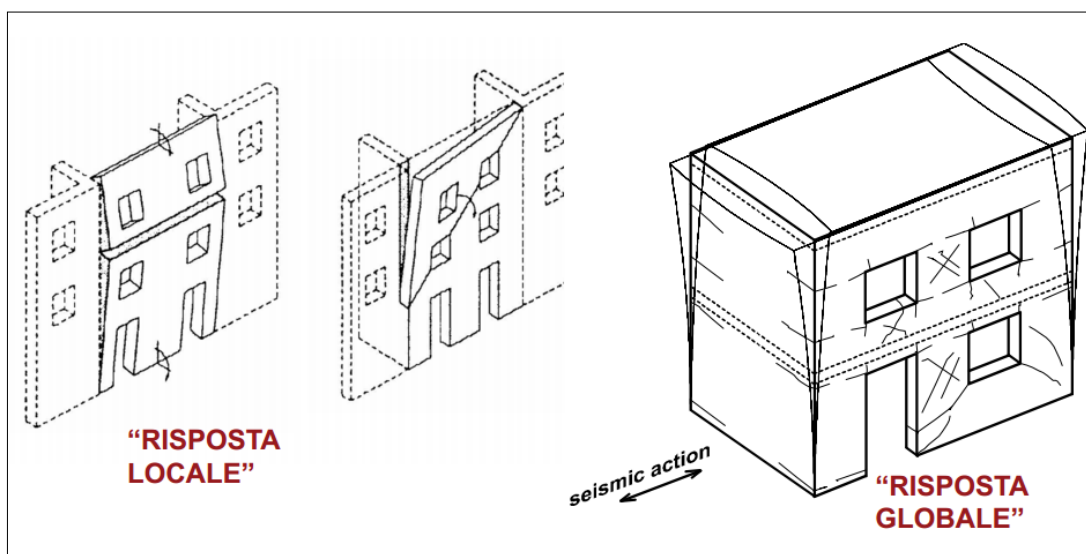
Di seguito vengono illustrati i criteri di verifica sismica adottati per la valutazione della sicurezza. Trattandosi di una struttura in muratura, sono state effettuate le seguenti verifiche:

1. Verifiche dei meccanismi locali, in particolare:

- Ribaltamento di parete
- Flessione verticale di parete

2. Verifiche a livello globale:

- Tensioni normali
- Tensioni tangenziali
- Momento flettente nel piano
- Momento flettente fuori piano



9.1 Verifiche dei meccanismi locali

9.1.1 Analisi cinematica per la valutazione del moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso

Essendo l'edificio esistente, le verifiche di danno e collasso per i meccanismi locali ritenuti significativi per l'edificio sono condotte con l'analisi limite dell'equilibrio secondo la metodologia cinematica. Tale analisi limite si sviluppa in sintesi con la scelta del meccanismo di collasso e la determinazione dell'azione orizzontale in grado di innescare il cinematisimo previsto.

La procedura si basa sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

- resistenza a trazione nulla della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Il meccanismo prevede, quindi, la schematizzazione della muratura come uno o più blocchi rigidi collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica.

L'analisi cinematica lineare consente di valutare il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che attiva il previsto meccanismo.

Ai blocchi rigidi formanti la catena cinematica sono applicati i seguenti carichi:

- a) pesi propri dei blocchi applicati nei rispettivi baricentri;
- b) carichi verticali portati dai blocchi e dovuti ai carichi dei solai nonché i pesi di eventuali altri elementi murari non considerati nel modello;
- c) un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- d) forze esterne trasmesse dalle catene.

Partendo da una rotazione virtuale θ_k assegnata a un generico blocco k, si possono determinare gli spostamenti delle forze applicate nelle corrispondenti direzioni, che risulteranno funzione di θ_k e della geometria della struttura. Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in termini di spostamenti consente di ricavare il moltiplicatore α_0 attraverso l'uguaglianza del lavoro complessivo eseguito dalle forze esterne ed interne sul sistema, in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{xi} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{yi} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali, a causa del sisma, sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o numero forze esterne applicate ai blocchi ma non associate alle masse;
- P_i, δ_{xi} generica forza peso e spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- P_j, δ_{xj} generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_{yi} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso P_i , positivo se verso l'alto;
- F_h e δ_h generica forza esterna in valore assoluto applicata ad un blocco e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione nella direzione della forza,, considerato positivo se discorde con il verso della forza;
- L_{fi} lavoro delle forze interne.

Poiché l'effetto sismico è un effetto dinamico, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione. Il coefficiente di partecipazione g_m è dato da:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, a causa del sisma, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del peso P_i

La massa M^* partecipante a tale forma modale di vibrazione si ottiene moltiplicando

g_m per la $\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}$ e dividendo per l'accelerazione di gravità g ottenendo quindi:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* di attivazione del meccanismo si ricava del

prodotto del moltiplicatore α_0 per l'accelerazione di gravità e dividendo tale prodotto per la frazione di massa e^* partecipante al cinematisimo.

Il valore di e^* è fornito dall'espressione:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

E quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*}$$

Determinato a_0^* si procede ad effettuare le verifiche.

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dei meccanismi locali è indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso. La verifica è positiva se a_0^* di attivazione del meccanismo è maggiore o uguale all'accelerazione seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è posto a quota del terreno}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è ad una altezza } Z \text{ dal terreno}$$

dove:

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} \quad \text{con } N \text{ numero di piani}$$

$$\psi(Z) = Z / H$$

H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura

T1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i più comuni meccanismi locali che si sviluppano nelle strutture in muratura.

In particolare, quelle di seguito riportate sono le schede illustrative di ciascun meccanismo di collasso riportate nell'Allegato alle “*Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni*”, di RELIUS.

In particolare, nelle schede illustrative di seguito riportate, viene fatto riferimento ai simboli di seguito elencati:

- α è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -esimo;
- WO_i è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- FV_i è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- FH_i è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- Psi è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo;

- PSO_i è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i -esimo nelle pareti di controvento;
- PV_{ij} rappresenta l' i -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j -esimo;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- N è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- PH rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- PH_{ij} è l' i -esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo j -esimo;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i -esimo;
- s è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i -esimo oppure è l'altezza del macroelemento i -esimo;
- h_{pi} è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i -esimo;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i -esimo;
- xGi è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i -esimo;
- yGi è il braccio verticale del peso proprio del corpo i -esimo;
- xGO_i è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento;
- yGO_i è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento;
- d il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo;

- d_{ij} è il braccio orizzontale dell' i -esimo carico verticale applicato in testa al corpo j -esimo;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- a_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo;
- h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;
- d_{Vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i -esimo.

9.1.2 Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.



Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

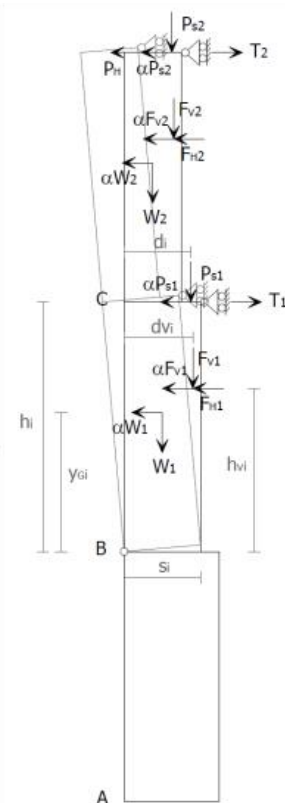
Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

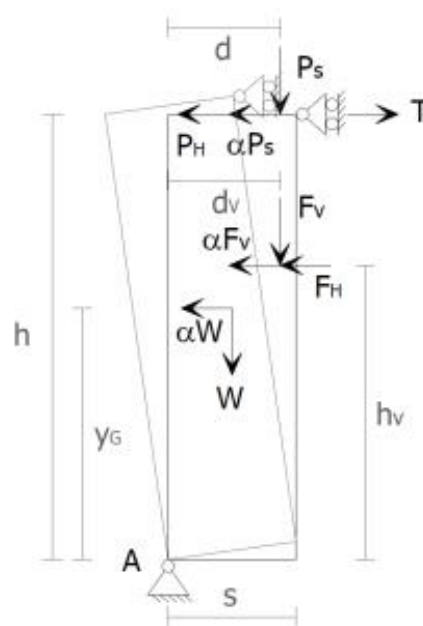
$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

9.1.3 Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

9.1.4 Ribaltamento composto di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

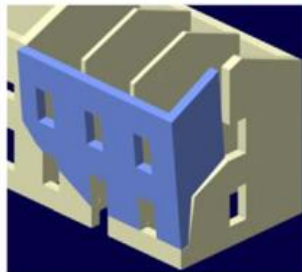
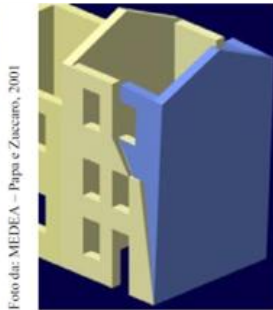


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

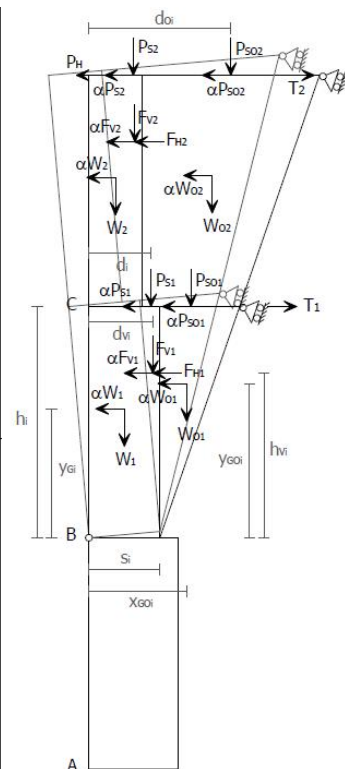
Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{Soi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{Soi} h_i}$$

9.1.5 Flessione Verticale di parete

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

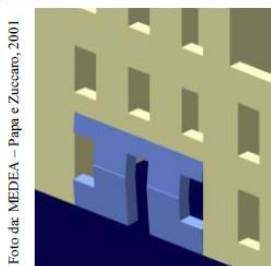
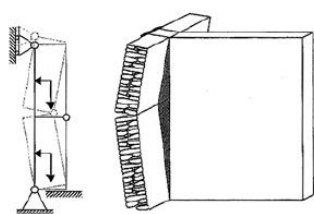


Foto ditta MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001

Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Trattenimento efficace in testa alla parete;
- Carenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Snellezza eccessiva delle pareti;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
- Spinte orizzontali localizzate (archi, volte);
- Orizzontamenti intermedi mal collegati.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Spancamenti e fuori piombo della parete;
- Lesioni orizzontali e verticali;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

Differenti varianti del meccanismo

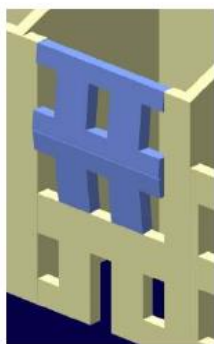
La flessione verticale può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

Figura in alto: Bollettino Ufficiale Regione Marche, 2000



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Equazione dei lavori virtuali:

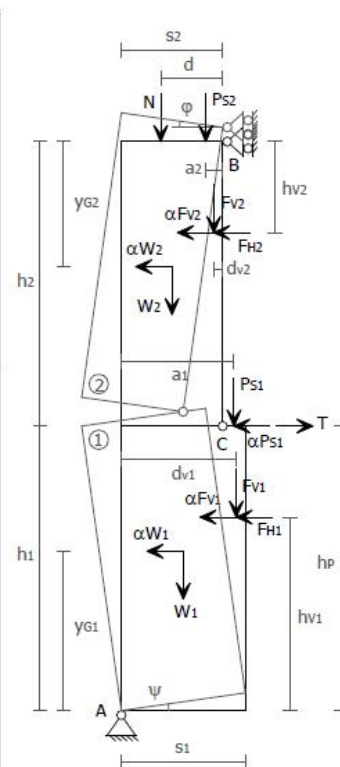
$$\alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{H1x} + F_{H2} \delta_{H2x} = \\ = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{N0} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \\ + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P$$



9.1.6 Meccanismi considerati per l'edificio oggetto di studio

Nel caso in esame sono stati verificati i seguenti meccanismi locali:

- ribaltamento semplice della parete con 3-2-1 piani di elevazione di tutti i maschi selezionati per le verifiche;

Per eseguire le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano mediante l'analisi cinematica lineare, è stato utilizzato l'applicativo Excel *C.I.N.E* (*Condizioni d'instabilità negli edifici*) fornito da RELUIS. Nella successiva Parte II sono riportati i risultati di tali verifiche.

9.2 Verifiche a partire dal modello globale

Di seguito vengono illustrati i criteri di verifica sismica adottati per i maschi murari individuati nella struttura oggetto di studio. Le verifiche sismiche sono state condotte andando a valutare, per la generica membratura, il fattore di sicurezza (di seguito indicato come FS) mediante il rapporto tra:

- le resistenze (Capacità) a pressoflessione nel piano, a taglio e a pressoflessione fuori dal piano
- la corrispondente sollecitazione (Domanda) indotta dal sisma. Nel dettaglio si ha:

$$FS = \frac{Capacità}{Domanda}$$

9.2.1 Meccanismi di collasso globale della struttura

I meccanismi di collasso della struttura in muratura a pareti portanti possono essere causati dalla pressoflessione nel piano, dal taglio e dalla pressoflessione fuori dal piano (per quanto riguarda il meccanismo di rottura per collasso delle pareti fuori dal piano tale analisi è integrata dall'analisi dei meccanismi locali di collasso della struttura riportata nel paragrafo 8).

Pertanto si sono identificate tre accelerazioni di collasso:

- l'accelerazione di collasso per rottura a pressoflessione nel piano;
- l'accelerazione di collasso per rottura a taglio;
- l'accelerazione di collasso per meccanismo di rottura fuori dal piano.

9.2.2 Valutazione della domanda richiesta alla struttura dal sisma

Al fine di individuare tali accelerazioni di collasso corrispondenti ai tre meccanismi individuati, sono state individuate le “domande” che l’azione sismica di riferimento viene ad indurre sull’edificio in esame. A tal proposito vengono così definiti le seguenti quantità:

- i momenti nel piano M_d (dove con d si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma);
- i tagli nel piano V_d (dove con d si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma);
- le eccentricità delle azioni fuori dal piano e_d (dove con d si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma).

Si fa presente come, per quanto riguarda la valutazione di sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzato come parametro identificativo della sollecitazione il valore della eccentricità richiesta alla parete e_d . Tale eccentricità viene valutata come il rapporto tra il valore del momento fuori dal piano indotto dall’azione sismica di progetto M_{d-fp} e il valore dello sforzo normale presente nella parete (considerato costante per ogni parete):

$$e_d = M_{d,fp} / N$$

Si fa presente che le sollecitazioni sopra elencate (M_d , V_d e M_{d-fp}), sono state valutate a partire dai risultati dell’analisi dinamica modale con spettro di risposta attraverso la funzione “section-cut” del programma SAP2000.

9.2.3 Valutazione della capacità della struttura

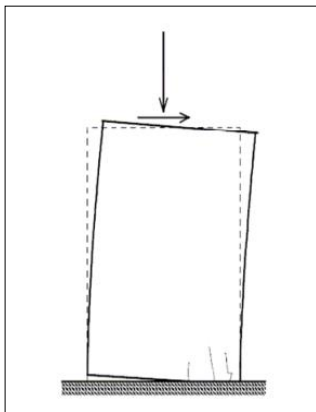
Con riferimento ai meccanismi di collasso sono state definite, per ciascun maschio murario, le seguenti capacità:

- Resistenza a pressoflessione nel piano (di seguito indicato come: “Momento Ultimo a pressoflessione”, M_u);
- Resistenza a taglio nel piano (di seguito indicato come: “Taglio Ultimo”, V_u);

- Resistenza a pressoflessione fuori dal piano (di seguito indicato come: “Eccentricità fuori dal piano”, e_u oppure come “Momento Ultimo fuori dal piano”, M_{u-fp}).

Nei paragrafi seguenti saranno descritte le modalità di valutazione delle capacità dei maschi murari.

9.2.3.1 Pressoflessione nel piano della parete: Momento Ultimo



Il momento ultimo viene valutato considerando la muratura non reagente a trazione ed assumendo una distribuzione non lineare delle compressioni. Tuttavia, in analogia a quanto si considera per il c.a., la distribuzione non lineare delle compressioni può essere sostituita da una distribuzione uniforme delle compressioni agente su un'area opportunamente ridotta rispetto all'area di muratura compressa.

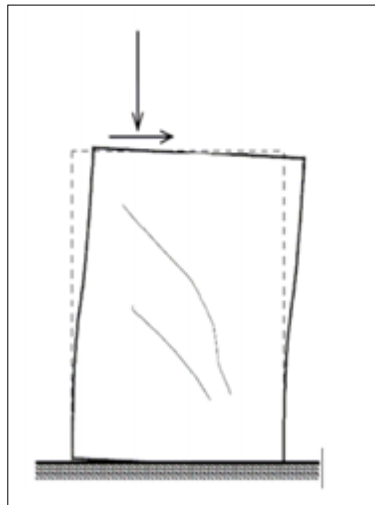
Il momento ultimo resistente della sezione rettangolare può essere valutato come (punto 7.8.2.2.1 delle Norme):

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Dove:

- M_u momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l lunghezza complessiva della parete, comprensiva della zona tesa;
- t spessore della parete;
- $\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$ tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
- $f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}$ resistenza a compressione media di calcolo della muratura (paragrafo 4.8).

9.2.3.2 Taglio Ultimo della parete



La resistenza a taglio viene valutata nel seguente modo (punto C8.7.1.5 delle Norme):

$$V_u = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

con:

V_u		resistenza a taglio della sezione del pannello;
l		lunghezza complessiva della parete;
t		spessore della parete;
$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$		tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
$\frac{h}{l} \leq 1;$	$b = 1$	coefficiente correttivo per pannelli tozzi;
$\frac{h}{l} \geq 1;$	$b = 1,5$	coefficiente correttivo per pannelli snelli;
h		altezza della parete;
$f_{tm} = \frac{f_t}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{1,5 \cdot \bar{\tau}_m}{FC \cdot \gamma_m}$		valore di calcolo della resistenza a trazione media per fessurazione diagonale (paragrafo 3.7).

9.2.3.3 Pressoflessione fuori dal piano della parete: Momento Ultimo, Eccentricità Ultima

Il meccanismo di rottura per collasso fuori dal piano può essere considerato come un meccanismo locale di collasso, tuttavia, per completezza, si riporta questo meccanismo anche come azione globale.

Per quanto riguarda la valutazione di sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzata l'eccentricità e_u come parametro identificativo della capacità dei maschi murari. In particolare, sono stati considerati i seguenti valori delle eccentricità ultime:

- eccentricità di inizio danneggiamento: $e_{u1} = t/6$
- eccentricità di collasso per instabilità: $e_{u2} = t/2$
- eccentricità di crisi per schiacciamento della muratura: $e_{u3} = M_{u,fp} / N$

Nelle relazioni sopra definite, si ha che:

t è lo spessore della parete in muratura;

$M_{u,fp}$ è il momento resistente fuori dal piano valutato come (punto 7.8.2.2.3 delle Norme):

$$M_{u,fp} = \left(t^2 \cdot l \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

N è lo sforzo normale applicato alla parete;

l lunghezza complessiva della parete, comprensiva della zona tesa;

$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$ tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}$ resistenza a compressione media di calcolo della muratura (paragrafo 3.7).

10.2.3.4 Spiegazione delle formule del momento ultimo e del taglio ultimo

Momento ultimo

La verifica a pressoflessione nel piano del muro consiste nell'accertarsi che la resistenza a flessione di progetto M_{Rd} sia superiore al momento flettente sollecitante M_{Sd} che va ad impegnare la sezione di verifica.

La condizione di rottura a pressoflessione è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso; inoltre, se il carico assiale è basso, si hanno ampie fessure flessionali e la muratura tende a sviluppare un cinematismo di ribaltamento simile a quello di un corpo rigido.

Per semplificare l'espressione del momento resistente si può utilizzare lo "stress block" per definire il diagramma delle compressioni, analogamente a quanto si è soliti fare con le sezioni in cemento armato.

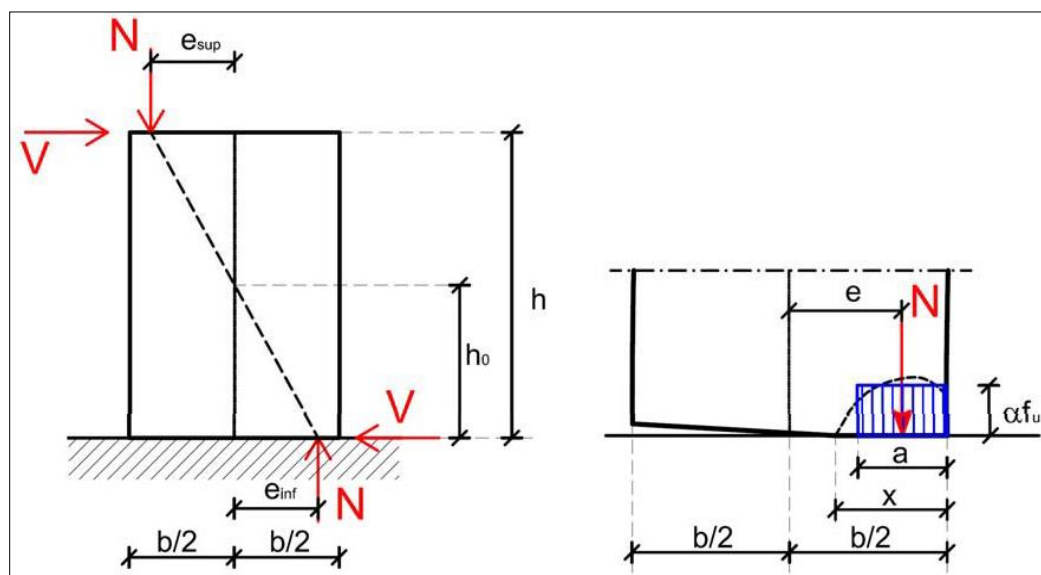


Figura 59: Rappresentazione della situazione in cui si trova un elemento soggetto a pressoflessione

Si scrivono le equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N_{Sd} = \alpha \cdot f_d \cdot a \cdot t & (\text{equilibrio alla traslazione verticale}) \\ M_{Rd} = N_{sd} \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) & (\text{equilibrio alla rotazione}) \end{cases}$$

Dal sistema di equazioni si ha:

$$a = \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{N_{sd}}{bt}$$

$$a = 0,8x$$

$$\begin{aligned} M_u = M_{Rd} &= N_{sd} \left(\frac{b}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{N_{sd} \cdot b}{2} \left(1 - \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) \\ &= \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) \end{aligned}$$

dove:

M_{sd} è il momento flettente sollecitante di progetto;

M_{Rd} è il momento resistente di progetto;

N_{sd} è l'azione assiale sollecitante di progetto;

t è lo spessore della parete;

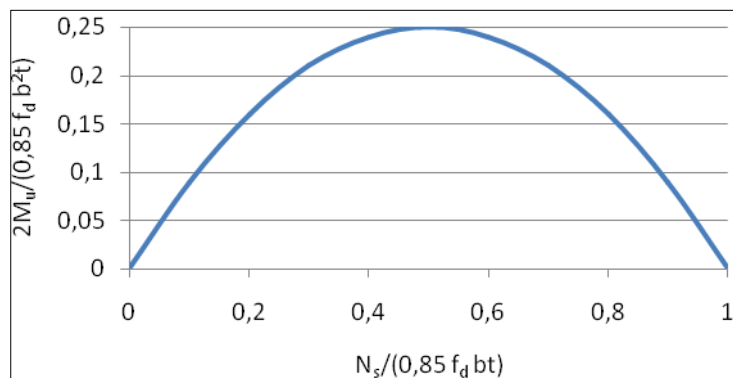
b è la lunghezza complessiva della parete;

f_d è la resistenza di progetto a compressione;

A è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;

α è un coefficiente che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente. Comunque deve essere $\alpha \leq 0,85$.

Attraverso l'espressione proposta è possibile tracciare un dominio di interazione fra il M_{Rd} e N_{sd} : si osserva che la resistenza a flessione dapprima aumenta all'aumentare dello sforzo normale applicato, per poi decrescere nuovamente.



9.2.4 Taglio ultimo

Criterio del massimo sforzo principale di trazione. Turnšek e Cačovic (1971), rilevarono sperimentalmente rotture con formazione di fessure diagonali al centro del pannello. Ipotizzarono quindi che la rottura per taglio abbia luogo quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{td} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. In tal modo si assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{td} per l'appunto). Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nell'espressione del taglio ultimo resistente V_u .

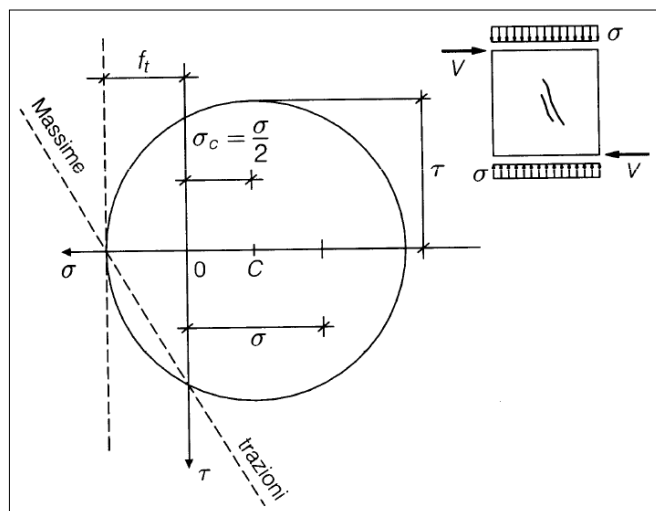


Figura 60:Raffigurazione del cerchio Mohr per un elemento soggetto a sforzo assiale e a taglio

Il raggio del cerchio di Mohr si può scrivere in questi due modi:

$$\begin{cases} R = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \\ R = \sigma_t + \frac{\sigma}{2} = \sigma_c - \frac{\sigma}{2} \end{cases}$$

Quindi la tensione di trazione pura massima è:

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \leq f_{td}$$

In condizioni ultime deve essere:

$$\sigma_t = f_{td}$$

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} = f_{td}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\left(f_{td} + \frac{\sigma}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = \sqrt{f_{td}^2 + \frac{\sigma^2}{4} + 2f_{td}\frac{\sigma}{2} - \frac{\sigma^2}{4}} = \sqrt{f_{td}^2 + f_{td}\sigma} \\ &= f_{td} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{td}}} \end{aligned}$$

Inoltre le tensioni possono essere espresse in funzione delle tensioni medie:

$$\tau = b \cdot \tau_m = b \cdot \frac{V}{lt}$$

$$\sigma = \sigma_m = \frac{N}{lt}$$

Dove b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, ed è funzione della snellezza dell'elemento. Perciò:

$$V_u = \frac{lt}{b} \cdot \tau = \frac{lt}{b} \cdot f_{td} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{td}}}$$

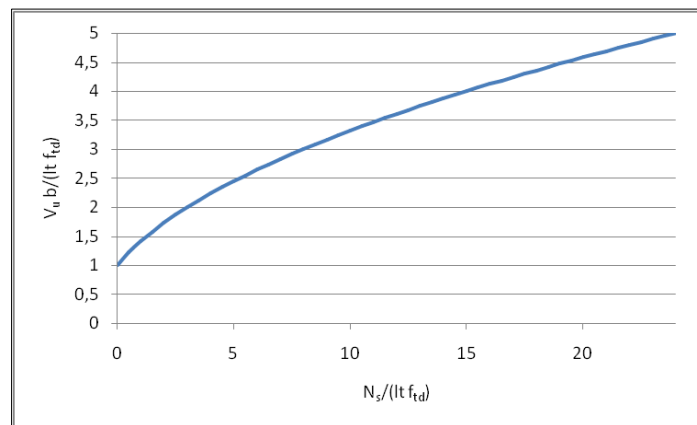


Figura 61: Diagramma di interazione tra sforzo assiale sollecitante e taglio ultimo, resi in maniera adimensionale

9.2.5 Fattore di sicurezza

Una volta definiti, così come sopra, i parametri identificativi della domanda imposta dall'azione sismica e della corrispondente capacità, si è passati alla identificazione, per ogni parete esaminata, dei così detti “*fattori di sicurezza*” andando a determinare il rapporto tra la Capacità e la Domanda.

In particolare, sono stati valutati i seguenti fattori di sicurezza:

- fattore di sicurezza per collasso da pressoflessione:

$$FS_M = \frac{M_u}{M_d}$$

- fattore di sicurezza per collasso da pressoflessione:

$$FS_V = \frac{V_u}{V_d}$$

- fattore di sicurezza per collasso da pressoflessione:

$$FS_e : \begin{cases} FS_{e1} = \frac{e_{u1}}{e_d} \\ FS_{e2} = \frac{e_{u2}}{e_d} \\ FS_{e3} = \frac{e_{u3}}{e_d} \end{cases}$$

Per ciascun meccanismo di crisi considerato, i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari maschi murari sono stati riordinati dal più piccolo al più grande in modo da individuare l'ordine di collasso delle varie pareti.

Infine, per il generico maschio murario, è stato determinato il fattore di sicurezza minimo, FS_{\min} , tra quelli corrispondenti ai tre differenti meccanismi di crisi studiati con l'obiettivo di valutare, non solo l'ordine di collasso delle varie pareti, ma anche il meccanismo di collasso corrispondente. In particolare, per ogni maschio è stato valutato:

$$FS_{\min} = \min\{FS_V; FS_M; FS_{e2}\}$$

9.2.6 PGA di collasso

Una volta ottenuti i valori di FS_{\min} , e dopo averli riordinati dal più piccolo al più grande, è possibile ricavare le PGA di collasso degli elementi strutturali attraverso la seguente relazione:

$$PGA_{\text{collasso}} = FS_{\min} \cdot PGA_{\text{Riferimento, SLV}} = FS_{\min} \cdot S \cdot a_{g, \text{Riferimento, SLV}}$$

dove S ed $a_{g, \text{riferimento}}$ rappresentano rispettivamente il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e il'accelerazione di riferimento su suolo rigido allo SLV per il sito in esame.

9.2.7 Verifiche

Per ciascun maschio murario la verifica sismica risulterà soddisfatta se:

$$PGA_{\text{collasso}} \geq PGA_{\text{Riferimento allo SLV}}$$

9.2.8 Valutazione della deformazione ultima nel piano

In questo paragrafo verrà descritta la metodologia adottata per calcolare l'accelerazione che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura.

In primo luogo, a partire dal modello di calcolo della struttura, si valutano gli spostamenti assoluti dei vari piani della struttura separatamente nelle due direzioni, ovvero in direzione X e in direzione Y. Tali valori saranno indicati con il simbolo d_{\max, P_i} , dove $i = 1, \dots, n$, con n pari al numero di piani dell'edificio.

Successivamente si valutano, sempre separatamente per ciascuna delle due direzioni, gli spostamenti di interpiano, come di seguito indicato:

$$ID_{P(i+1) - P_i} = d_{\max_{P(i+1)}} - d_{\max_{P_i}}$$

Tali spostamenti di interpiano sono determinati dallo spettro di risposta allo SLV.

La deformazione ultima di interpiano consentita per le strutture in muratura è assunta pari all'8% dell'altezza di interpiano. Pertanto, per ciascun piano dell'edificio sarà necessario calcolare la deformazione ultima di interpiano consentita, con la formula seguente:

$$du_{P(i+1) - P_i} = 0.008 \cdot h_{P(i+1) - P_i}$$

Per valutare l'accelerazione che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura è necessario calcolare, separatamente per ciascuna delle due direzioni il rapporto tra la deformazione ultima di interpiano consentita e la deformazione di interpiano calcolata a partire dal modello di calcolo, ovvero:

$$\Delta x_{P(i+1) - P_i} = \frac{du_{P(i+1) - P_i}}{ID_{P(i+1) - P_i}}$$

Considerando $q = 2.25$ e S ed $PGA_{Riferimento, SLV}$ allo SLV (ovvero il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e la PGA di riferimento entrambi allo SLV), si ottiene il valore della Peak Ground Acceleration (PGA) che determina il raggiungimento della deformazione ultima come di seguito riportato:

$$PGA_{def. ult., P(i+1) - P_i} = FS_{min} \cdot PGA_{Riferimento, SLV} \cdot q$$

LA PGA che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura è pari al valore minimo delle PGA precedentemente calcolate per entrambe le direzioni.

$$PGA_{def. ult.} = \min_{i=1, \dots, (n-1)} \left(PGA_{def. ult. P(i+1) - P_i, direzione X} ; PGA_{g, def. ult. P(i+1) - P_i, direzione Y} \right)$$

10. PARTE II I RISULTATI

11. RISULTATI DELLE VERIFICHE

11.1 Modello

Nelle figure seguenti è mostrato il modello dell'edificio in esame realizzato con il programma SAP2000, così come descritto nel capitolo 7

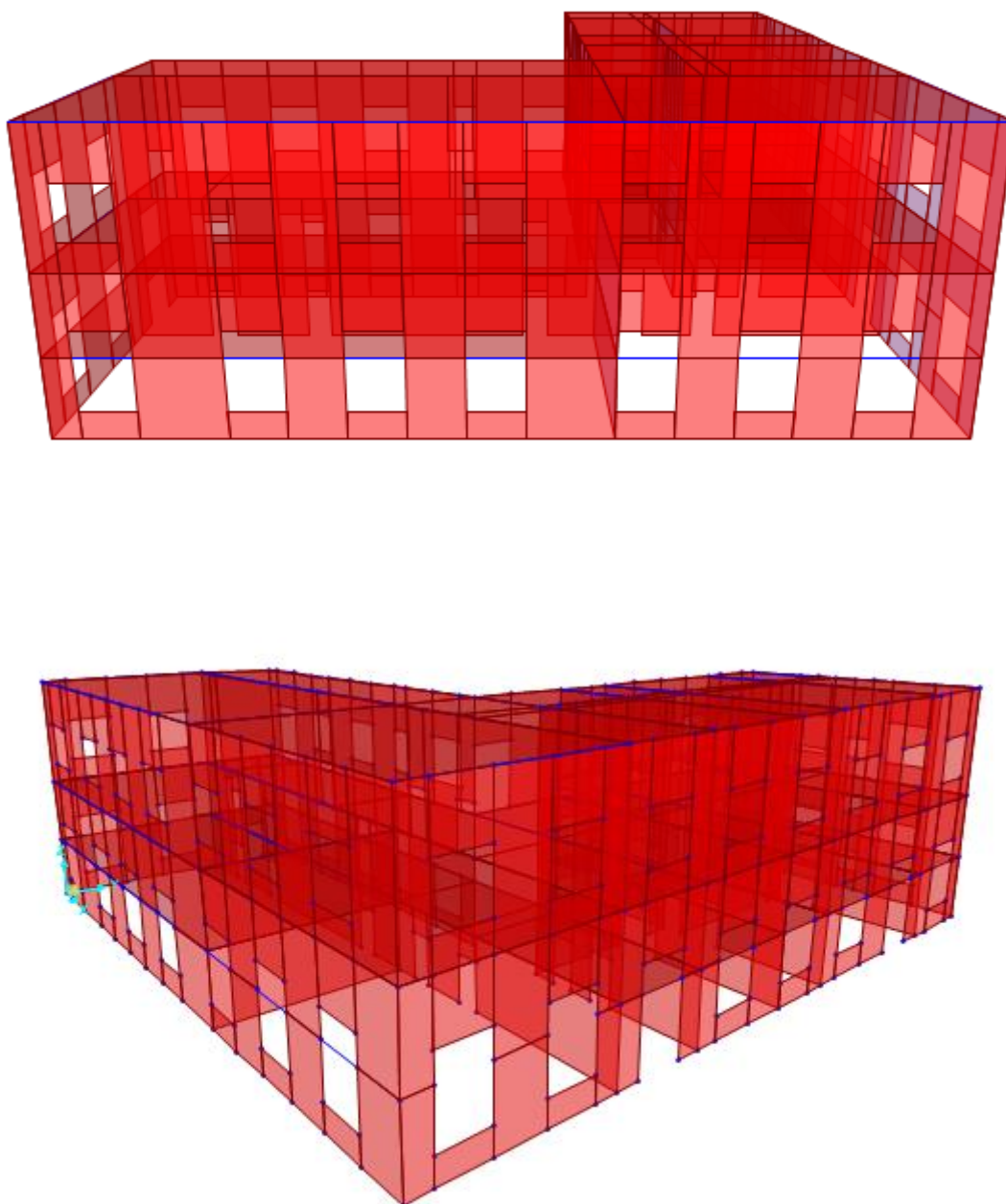


Figura 62: Modello realizzato con programma di calcolo Sap2000

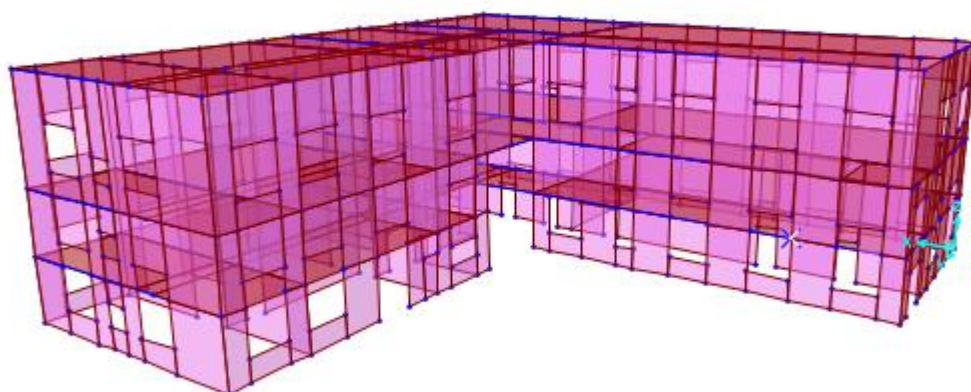
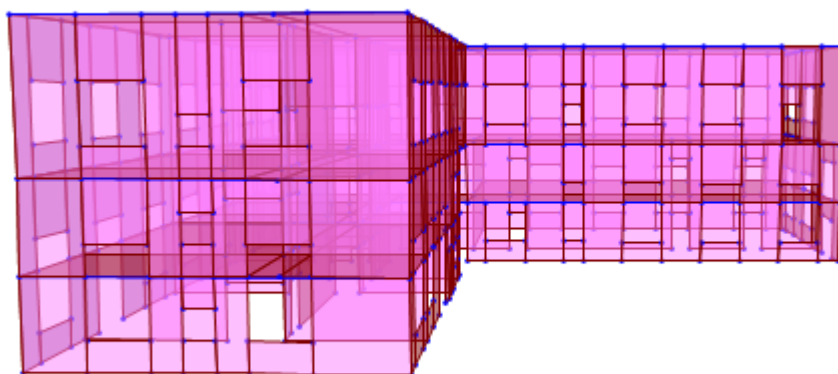


Figura 63: Modello realizzato con programma di calcolo Sap2000

11.2 Il comportamento dinamico

L'analisi modale agli elementi finiti (effettuato con il programma SAP2000) ha fornito i risultati riportati nella seguente tabella.

Tabella: modi di vibrare della struttura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Units	Sec	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
1	0,0953	0,0019	0,6228	0,0000	0,0019	0,6228	0,0000	0,1137	0,0001	0,1928	0,1137	0,0001	0,19280
2	0,0776	0,0169	0,0191	0,0000	0,0188	0,6420	0,0000	0,0037	0,0023	0,1668	0,1174	0,0024	0,35960
3	0,0747	0,0000	0,0849	0,0000	0,0189	0,7269	0,0000	0,0132	0,0000	0,0561	0,1306	0,0024	0,41570
4	0,0716	0,0816	0,0162	0,0000	0,1004	0,7431	0,0000	0,0031	0,0109	0,2210	0,1338	0,0134	0,63680
5	0,0700	0,0139	0,0066	0,0000	0,1143	0,7497	0,0000	0,0009	0,0018	0,0020	0,1346	0,0151	0,63870
6	0,0662	0,0471	0,0002	0,0000	0,1615	0,7499	0,0000	0,0001	0,0064	0,0033	0,1347	0,0215	0,64200
7	0,0641	0,0007	0,0001	0,0000	0,1622	0,7500	0,0000	0,0000	0,0001	0,0109	0,1348	0,0216	0,65290
8	0,0609	0,2194	0,0000	0,0000	0,3816	0,7500	0,0000	0,0000	0,0285	0,0215	0,1348	0,0500	0,67450
9	0,0598	0,1997	0,0064	0,0000	0,5813	0,7565	0,0000	0,0003	0,0252	0,0093	0,1351	0,0752	0,68380
10	0,0596	0,1499	0,0053	0,0000	0,7312	0,7618	0,0000	0,0004	0,0193	0,0648	0,1355	0,0945	0,74850
11	0,0583	0,0009	0,0002	0,0000	0,7321	0,7620	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004	0,1355	0,0946	0,74890
12	0,0580	0,0007	0,0002	0,0000	0,7328	0,7622	0,0000	0,0000	0,0001	0,0001	0,1355	0,0947	0,74900
13	0,0555	0,0012	0,0127	0,0000	0,7340	0,7749	0,0000	0,0010	0,0001	0,0212	0,1365	0,0948	0,77020
14	0,0546	0,0011	0,0000	0,0000	0,7351	0,7750	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,1365	0,0950	0,77020
15	0,0540	0,0007	0,0064	0,0000	0,7358	0,7813	0,0000	0,0004	0,0001	0,0105	0,1369	0,0950	0,78070
16	0,0518	0,0007	0,0024	0,0000	0,7364	0,7837	0,0000	0,0001	0,0001	0,0015	0,1371	0,0951	0,78220
17	0,0511	0,0014	0,0079	0,0000	0,7378	0,7916	0,0000	0,0003	0,0002	0,0000	0,1374	0,0953	0,78230
18	0,0500	0,0000	0,0022	0,0000	0,7378	0,7937	0,0000	0,0000	0,0000	0,0003	0,1374	0,0953	0,78260
19	0,0498	0,0003	0,0011	0,0000	0,7381	0,7948	0,0000	0,0000	0,0001	0,0005	0,1374	0,0954	0,78310
20	0,0484	0,0001	0,0218	0,0000	0,7382	0,8167	0,0000	0,0007	0,0000	0,0122	0,1382	0,0954	0,79520

I 90 modi di vibrare (considerati nelle analisi dinamiche a spettro di risposta che costituiscono la base per le verifiche sismiche di cui ai capitoli successivi) forniscono una massa partecipante totale pari a circa il 90%, superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa. Si nota inoltre che, come era pronosticabile, la maggior parte della massa viene attivata nei primi modi in vibrare, in particolare:

- traslazione UX: il 10% della massa viene attivato al 4° modo di vibrare, il 58% lo si raggiunge già al 9° modo, mentre l'85% (minimo da normativa) lo si raggiunge al 67° modo.
- traslazione UY: il 1° modo attiva il 62% della massa, il 72% viene attivato al 3° modo di vibrare, mentre l'85% lo si raggiunge al 45° modo.

- rotazione intorno all'asse verticale RZ: il 1° modo attiva il 19% della massa, al 20° modo viene attivato quasi l'80%, mentre si raggiunge l'85% al 60° modo di vibrare.

La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Di seguito si riportano i primi 4 modi di vibrare della struttura raffigurati in pianta: in grigio la configurazione indeformata, in blu la configurazione deformata; come si potrà notare il 1° e il 3° modo sono di tipo traslazionale, mentre il 2° e il 4° modo sono di tipo rotazionale.

- **1° Modo di vibrare:** $T = 0,095$ s $f = 10,52$ Hz

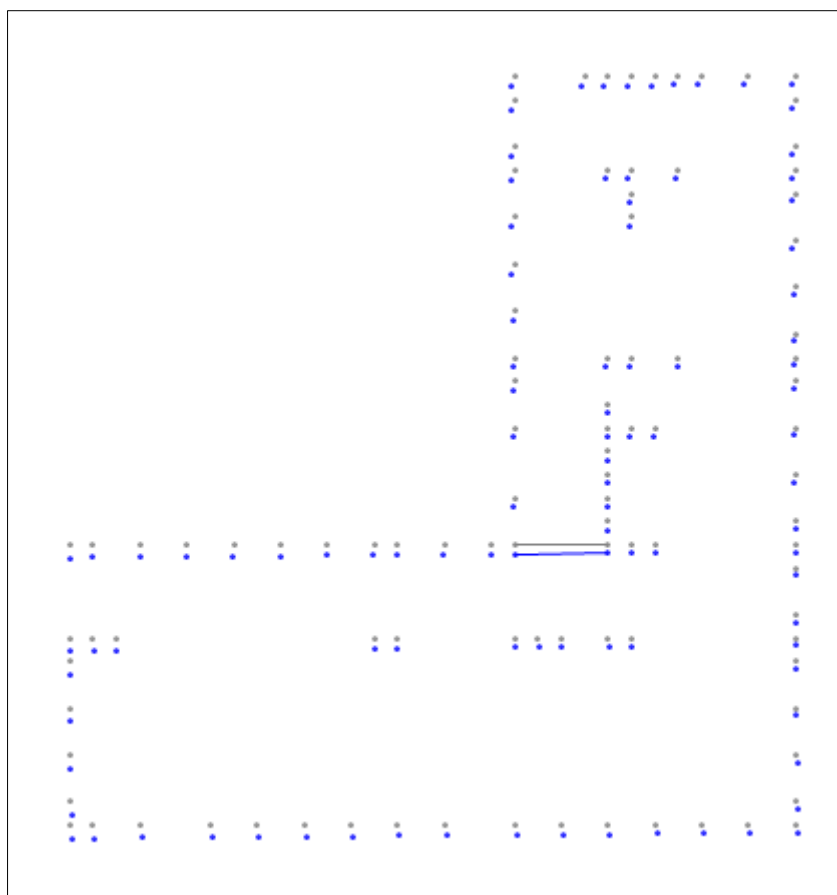


Figura 64: Primo modo di vibrare alla quota del ultimo piano

- **2° Modo di vibrare:** $T = 0,776 \text{ s}$ $f = 12,88\text{Hz}$

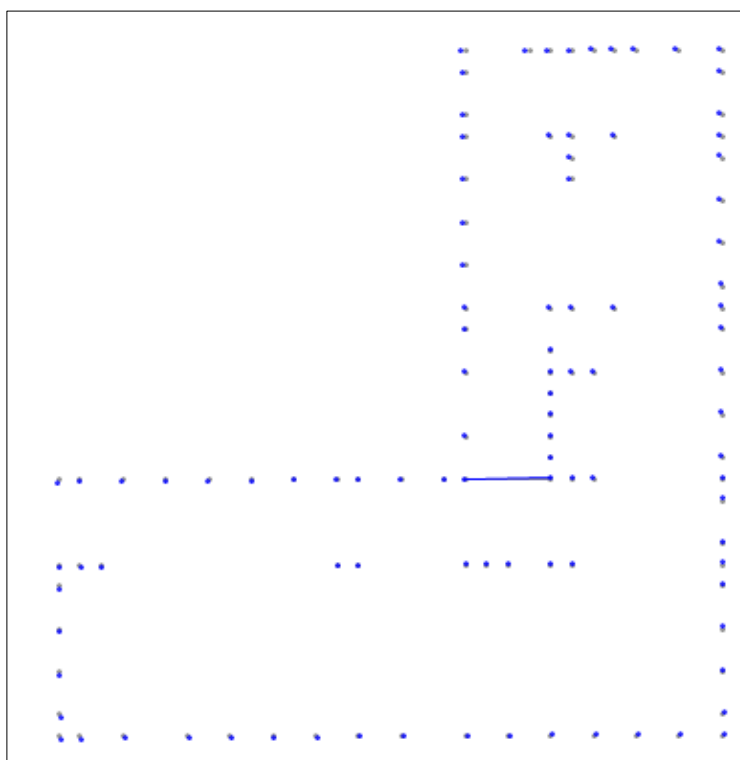


Figura 65: Secondo modo di vibrare in pianta alla quota del ultimo piano

- **3° Modo di vibrare:** $T = 0,0747 \text{ s}$ $f = 13,38 \text{ Hz}$

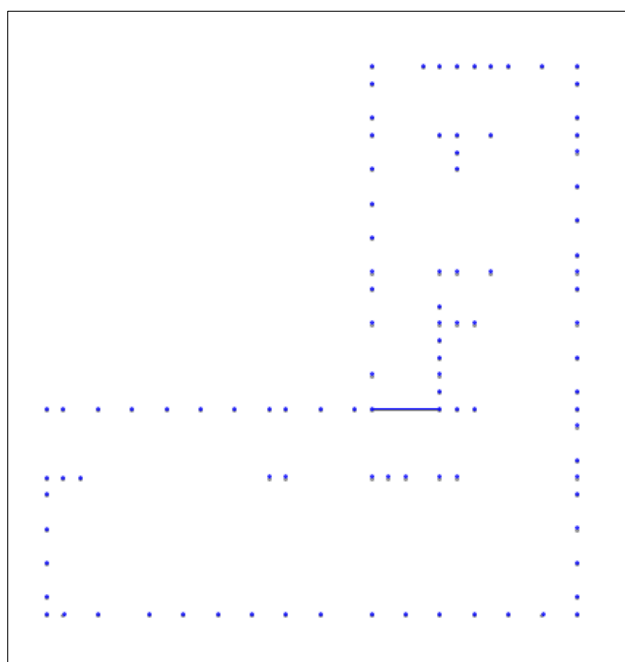


Figura 66: Terzo modo di vibrare in pianta alla quota del ultimo piano

- **4° Modo di vibrare:** $T = 0,0716 \text{ s}$ $f = 13,96 \text{ Hz}$

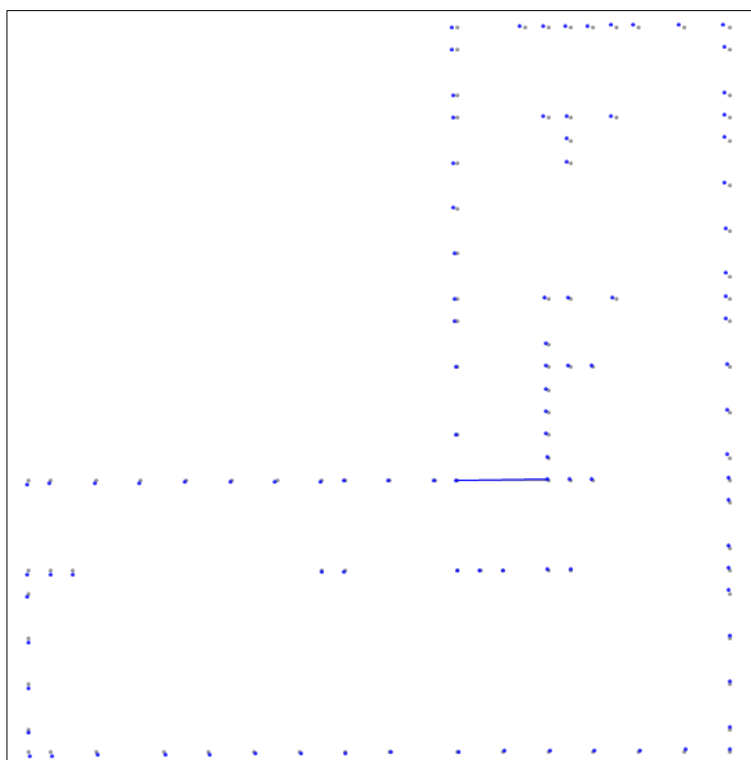


Figura 67: Quarto modo di vibrare in pianta alla quota dell'ultimo piano

11.3 Numerazione delle pareti nel modello

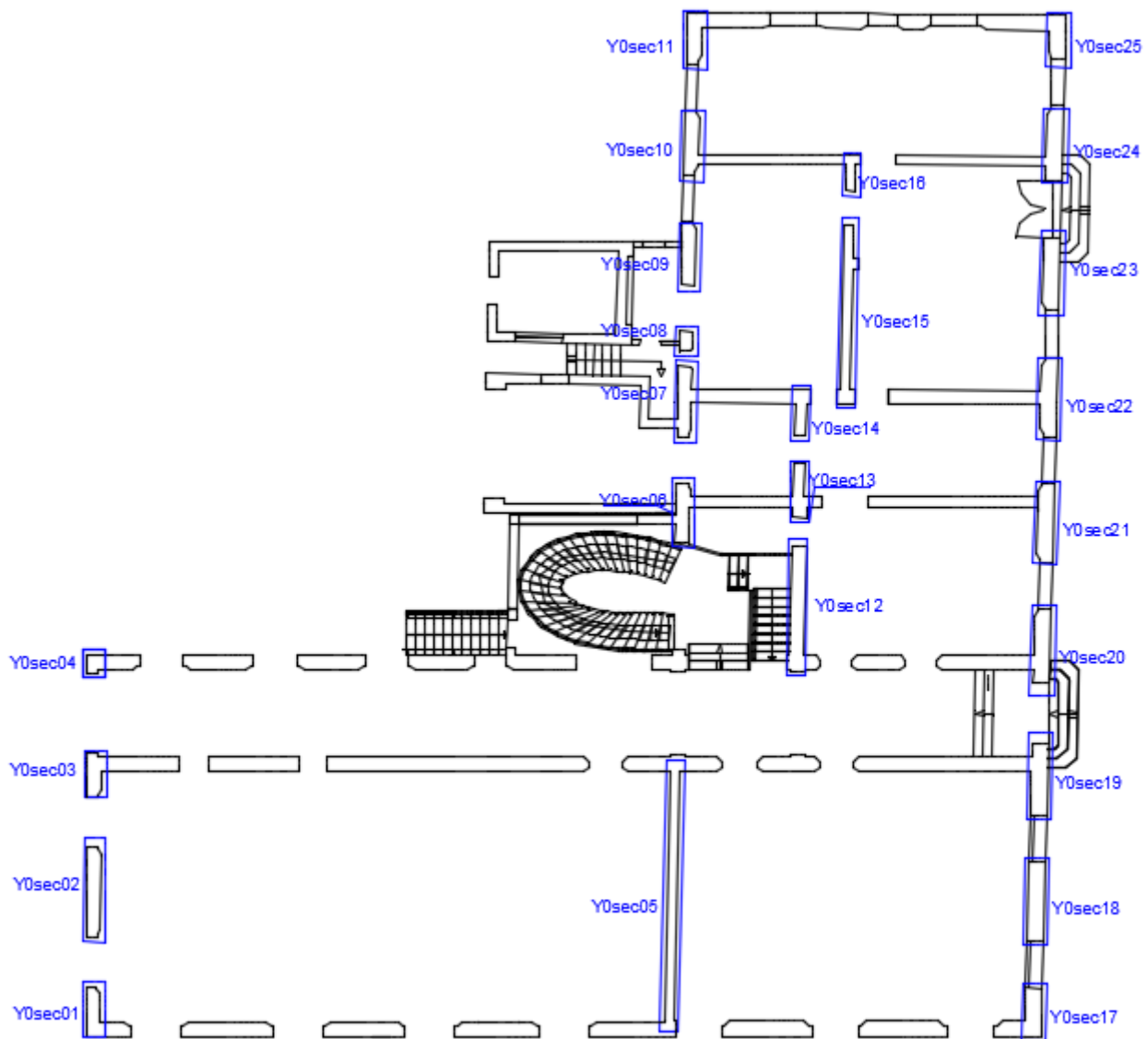
Di seguito si riporta la numerazione delle pareti identificate nel modello, al fine di effettuare le verifiche di vulnerabilità. In particolare sono stati individuati dei maschi murari e su di essi è stata effettuata la verifica ad ogni piano definendo delle *section cut*. In particolare, nelle figure seguenti, sono riportate le piante dell'edificio oggetto di studio dove sono state individuate le sezioni considerate nelle verifiche; in rosso le sezioni disposte nella direzione dell'asse x, in blu le sezioni disposte nella direzione dell'asse y.

La selezione delle sezioni è stata fatta sulla base di considerazioni geometriche e di carico; in particolare per ogni parete dell'edificio sono state scelte le sezioni che a parità di geometria (spessore, altezza e larghezza) erano soggette ai carichi superiori e quindi poste nelle condizioni più sfavorevoli;

A ciascuna sezione individuata è stato associato un nome del tipo: "XNseci" oppure "YNseci", in cui: la prima lettera indica il filo in direzione X, Y dove "X" e "Y" indicano gli omonimi assi cartesiani, N indica il piano, o meglio la quota (in metri) alla quale vi è la base della sezione considerata (0=piano terra; 6=piano ammezzato ;

11=piano primo; la lettera *i* indica il numero del maschio murario considerato in quell'allineamento.

A titolo esemplificativo, la sezione individuata dal nome *Y8sec05* è il quinto maschio murario in direzione parallela all'asse *Y* che si trova al piano primo.



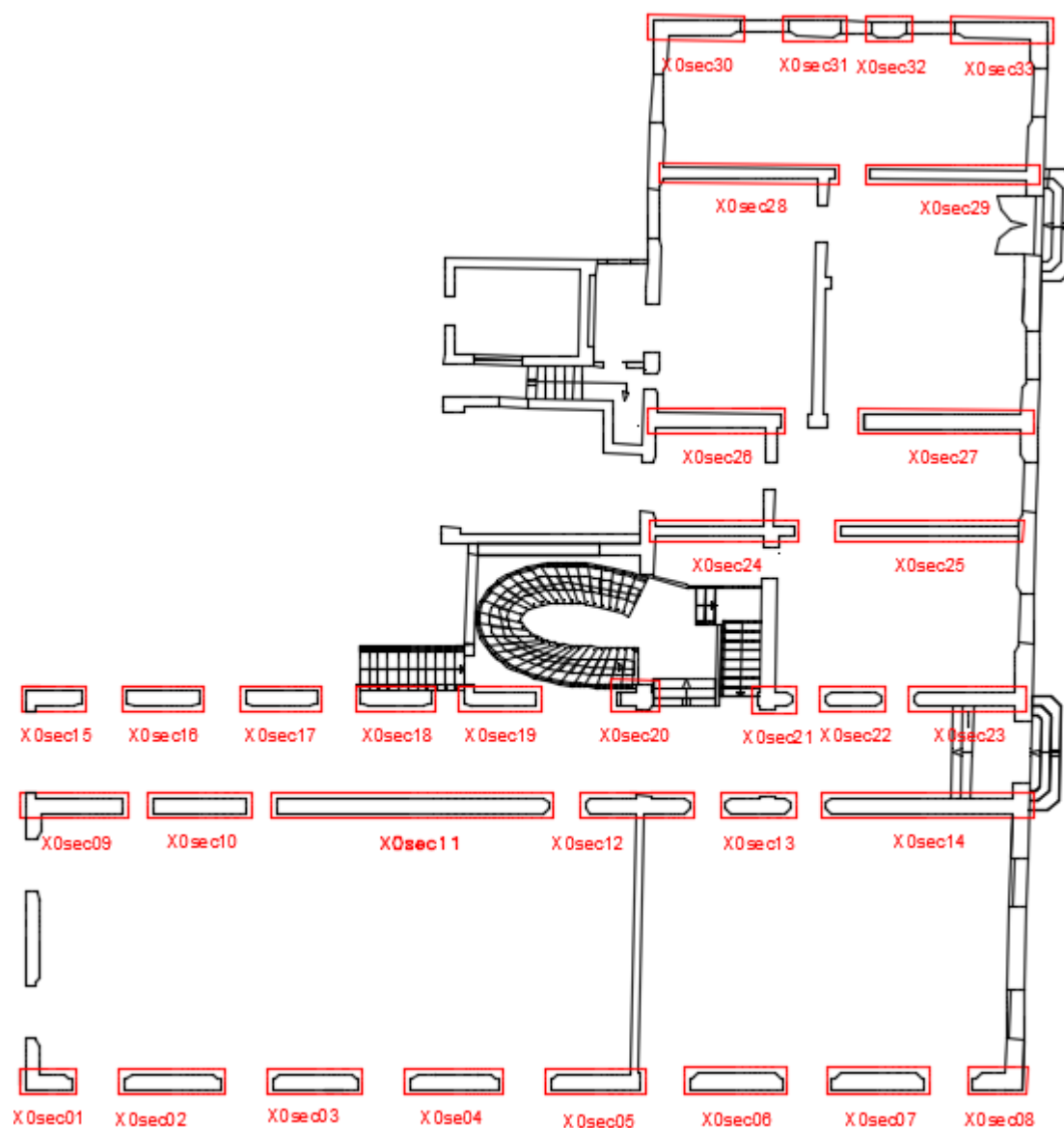
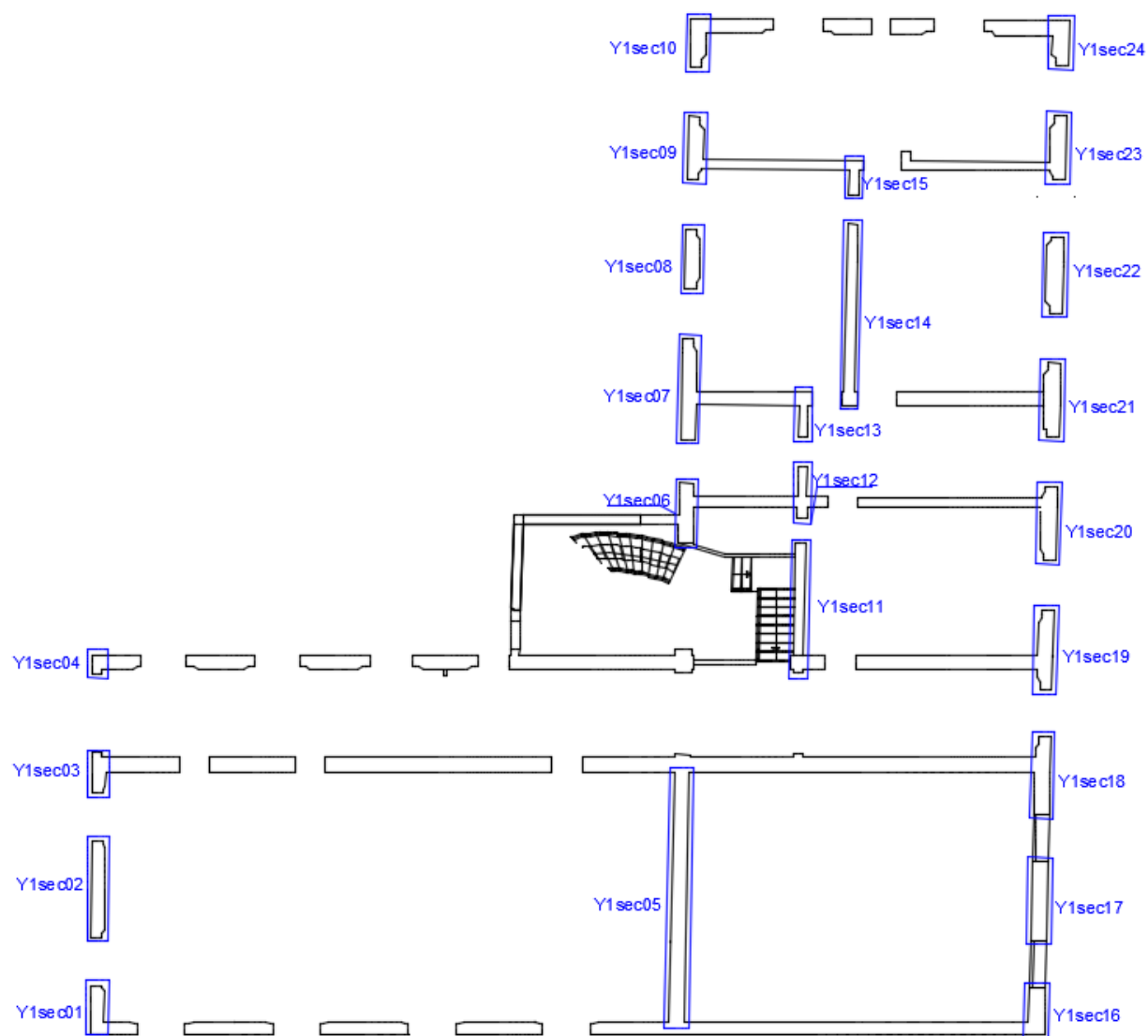


Figura 68: Numerazione delle section-cut al Piano Terra
(quota 0 m)



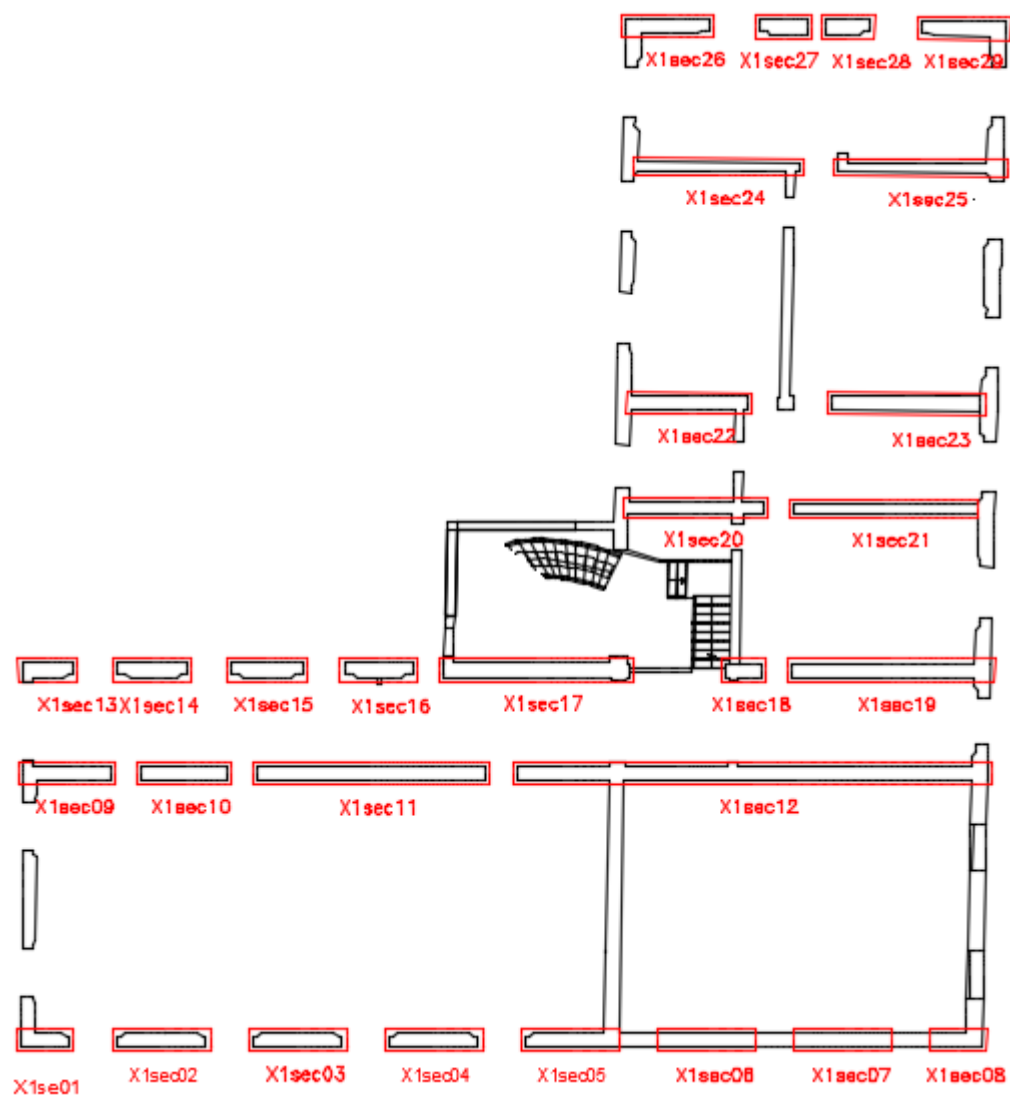
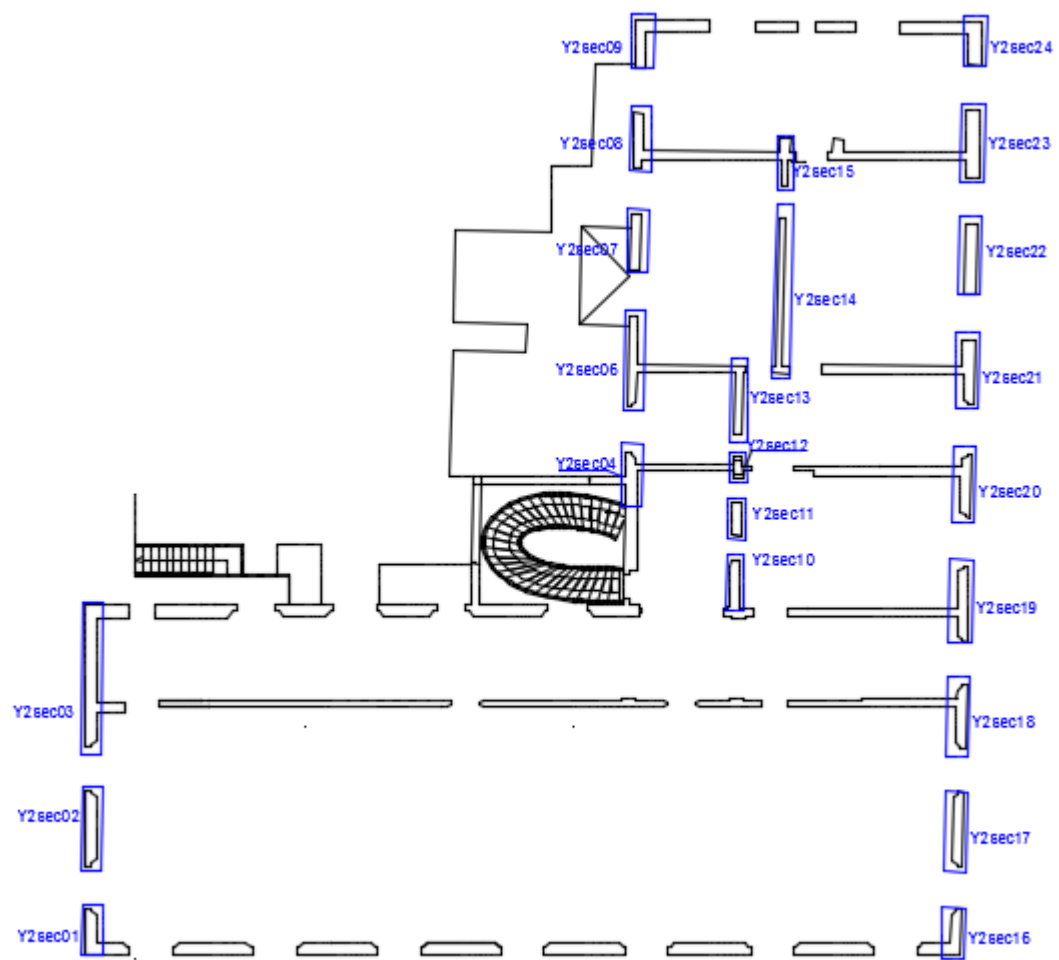


Figura 69: Numerazione delle section-cut al Piano Ammazzato (quota 3 m)



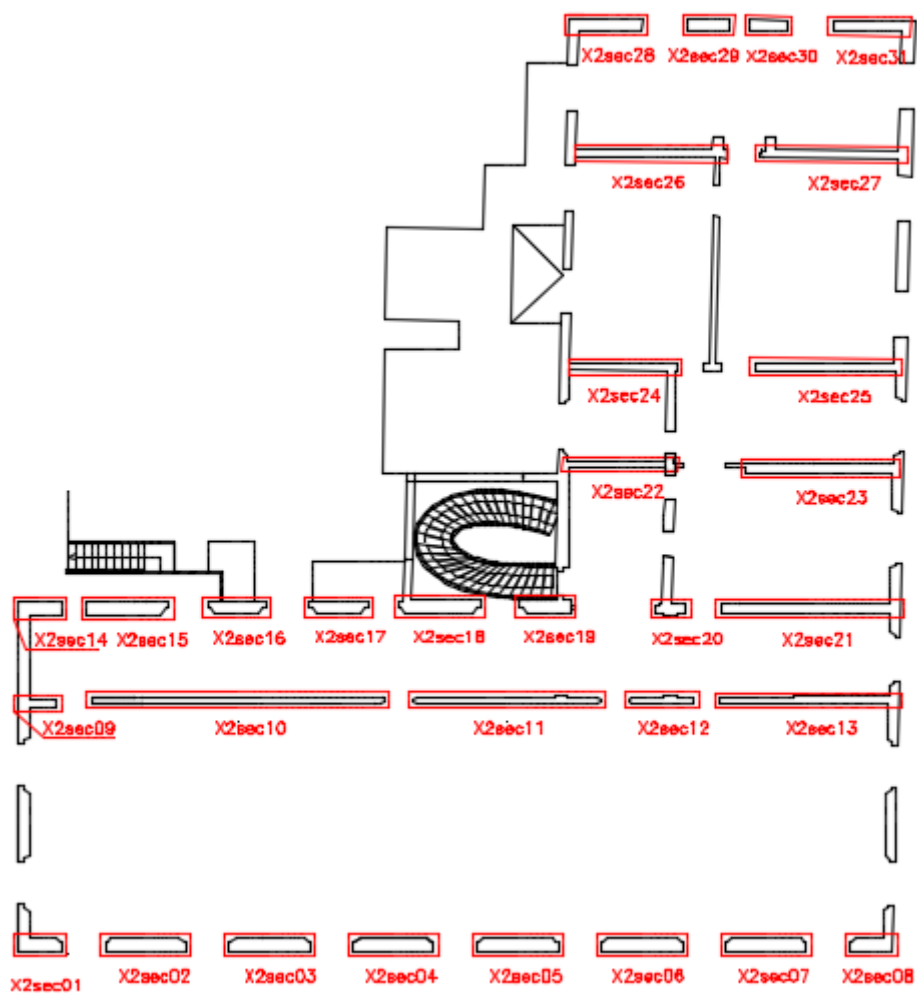


Figura 70: Numerazione delle section-cut al Primo Piano (quota 6 m)

11.4 Verifiche statiche allo SLU

Le tensioni normali massime al piede delle pareti, ottenute dall'analisi statica, sono tutti inferiori rispetto ai valori di tensione verticale di progetto da normativa, $f_d=15,60$ kg/cm². I valori delle tensioni forniti dal software sono riportati schematicamente in Figura 71.

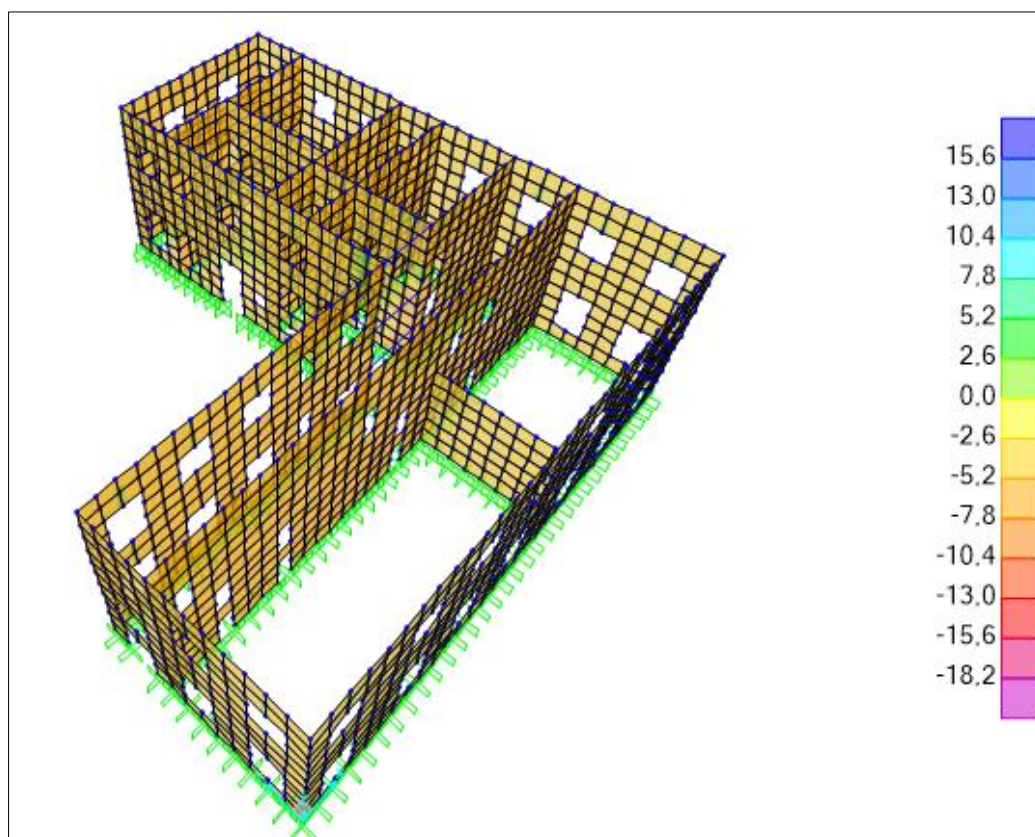


Figura 71: Tensioni normali allo SLU $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

Con riferimento a quanto descritto nel paragrafo 8, nell'istogramma di Figura 72 si riporta, per ogni sezione (numerate come indicato nel paragrafo 11.3), il valore del fattore di sicurezza (FS) relativo alla compressione valutato considerando le sollecitazioni derivanti dai carichi agli Stati Limite Ultimo (SLU) e le corrispondenti resistenze ultime. Osservando i risultati rappresentati in Figura 72: Verifiche a compressione agli SLU dei maschi murari, è possibile notare che tutti i maschi murari considerati risultano verificati a compressione allo SLU.

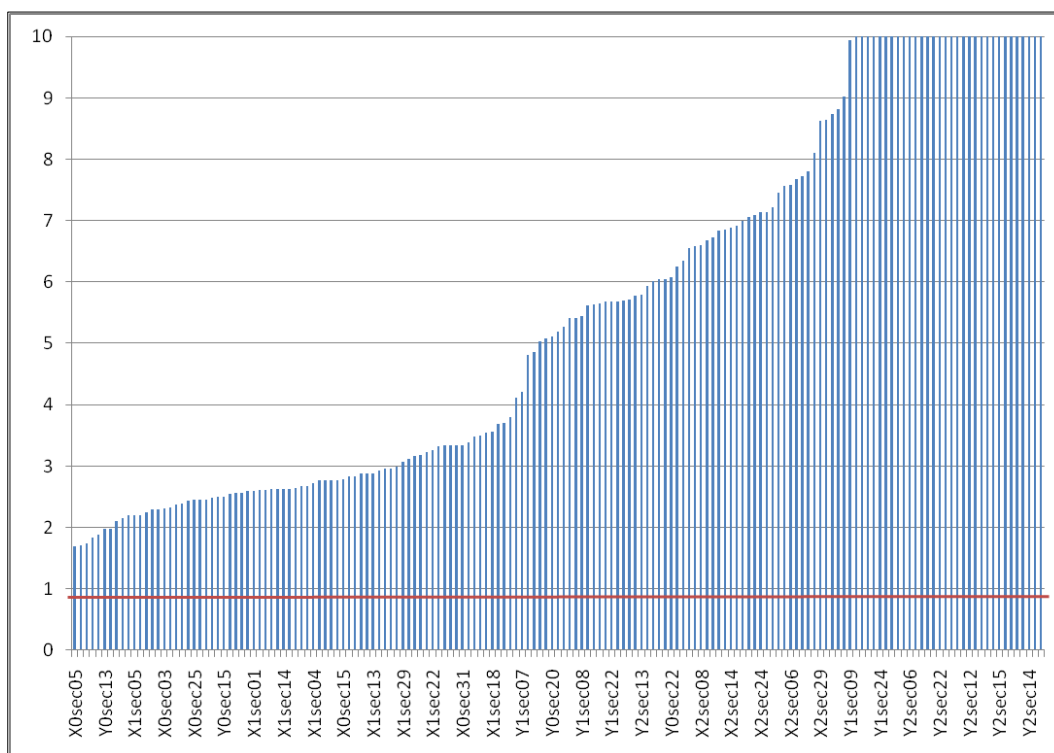
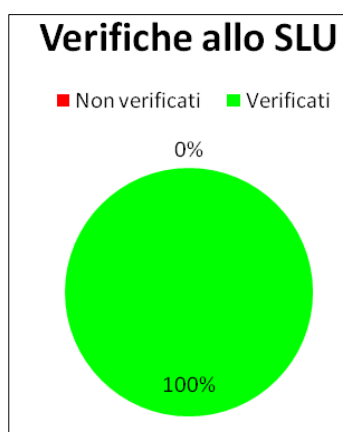


Figura 72: Verifiche a compressione agli SLU dei maschi murari



Poiché la verifica allo stato limite ultimo (SLU) risulta al 100% soddisfatta, la verifica allo stato limite di esercizio (SLE) risulta superflua.

Per maggiori dettagli sulle verifiche allo SLU si rimanda alla consultazione dell'Allegato B, in particolare ai paragrafi 2.1 e 7.

11.5 Verifiche sismiche

11.5.1 Verifiche dei meccanismi locali

Le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano mediante l'analisi cinematica lineare sono state effettuate utilizzando l'applicativo Excel *C.I.N.E* (*Condizioni d'instabilità negli edifici*) fornito da RELUIS (versione 1.0.4, Settembre 2009). In Figura 73 si riporta un esempio dell'applicativo C.I.N.E impiegato.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	1,20	2,80	30,62	20,82	20,82	18,0	0,00
2	3,00	4,20	20,82	30,62	30,62	18,0	0,00
3	6,87	9,29	30,62	30,62	30,62	18,0	0,00
4							

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,45	3,00	0,35			1,36	
2	0,45	3,00	0,35			1,50	
3	0,39	4,95	0,29			2,48	
4						0,00	

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	601,2		468,0				
2	505,9		626,0				
3	1064,0		406,0				
4	0,0		0,0				

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	3 - 2 - 1	0,044	1,35	294,548	0,787	0,407
	3 - 2	0,056		216,557	0,816	0,501
	3	0,070		133,466	0,891	0,571
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

Figura 73: Esempio di scheda Excel impiegata per lo studio del meccanismo di ribaltamento semplice di una parete monolitica

Nei paragrafi seguenti si riportano le considerazioni e i risultati relativi a queste verifiche per l'edificio in esame; per tutti i dettagli si rimanda invece alla consultazione dell'Allegato A.

11.6 Individuazione in pianta delle pareti oggetto di verifica

Di seguito si riportano le pareti individuate in pianta e verificate nei confronti dei meccanismi locali.

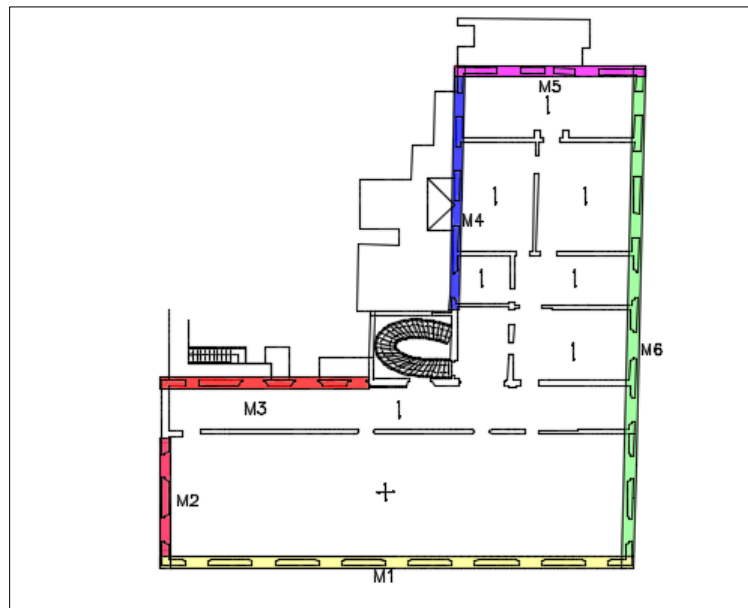


Figura 74: Pareti individuati in pianta del generico piano

Prospetti

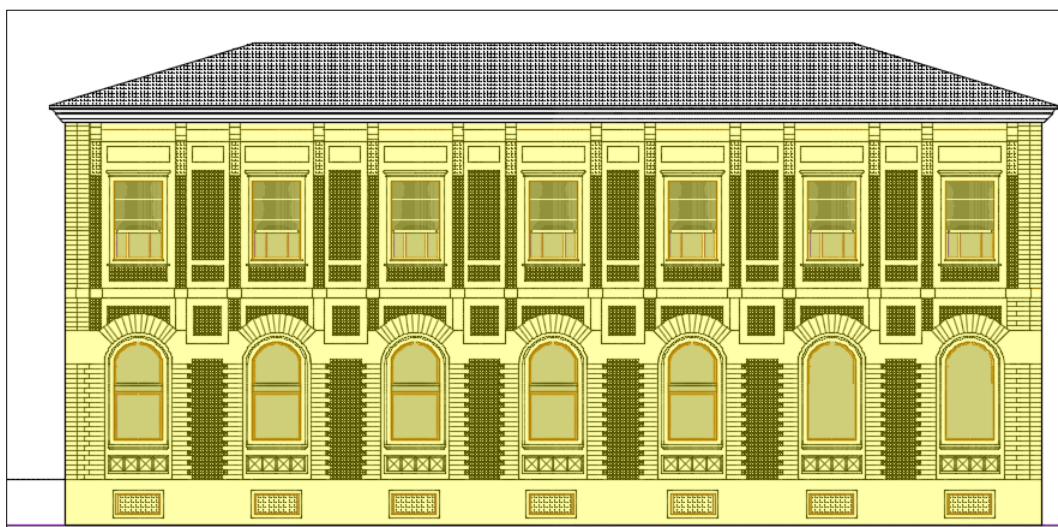


Figura 75 : Prospetto Sud Est (M1)



Figura 76: Prospetto Sud Ovest (M4-M2)



Figura 77: Prospetto Nord Ovest (M5-M3)

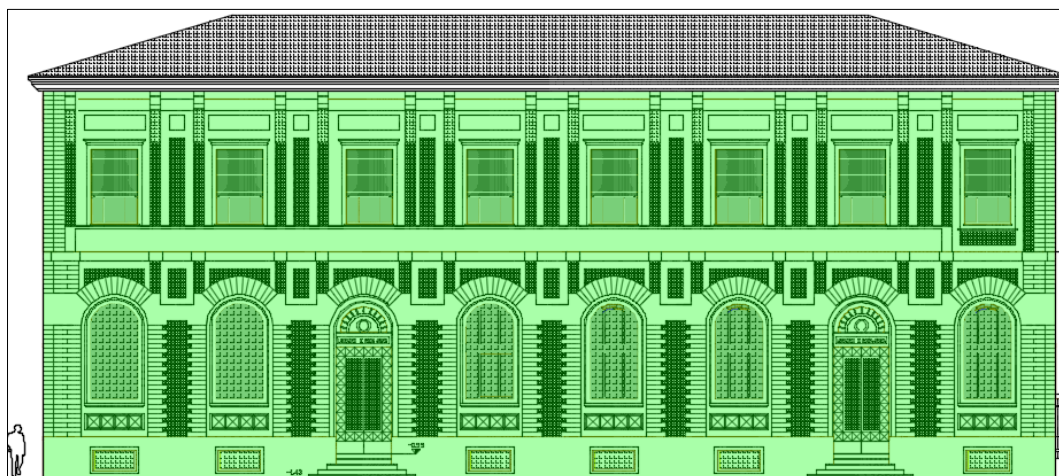


Figura 78: Prospetto Nord-Est (M6)

La scelta dei meccanismi analizzati è basata sull'osservazione dei quadri fessurativi e sulla presenza o meno di efficaci vincoli di collegamento tra le pareti e tra pareti e orizzontamenti.

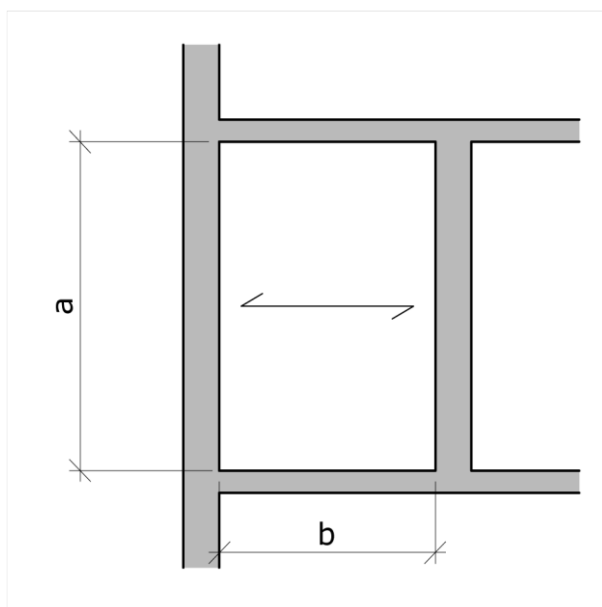
11.7 Calcolo dei carichi dei solai agenti sui maschi murari

Riprendendo i dati già visti nel capitolo 6, si deducono qui i carichi per unità di superficie per ciascun tipo di solaio, nella combinazione per ricavare la massa sismica, cioè in pratica assegnando a ciascun carico variabile il corrispondente ψ_{2j} :

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

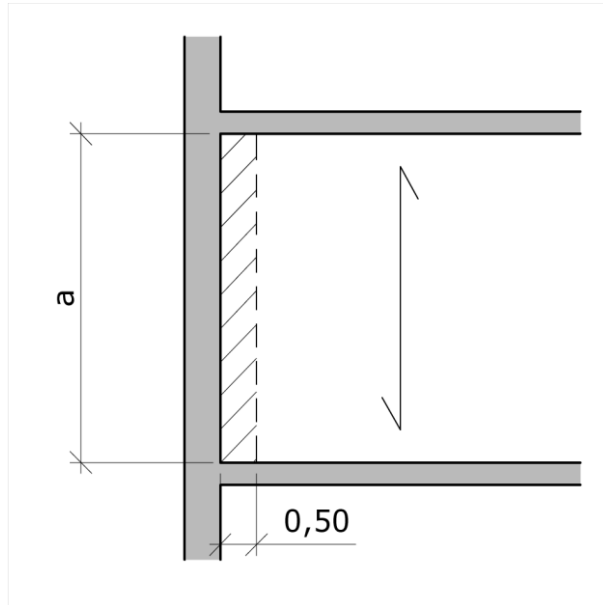
Per quanto riguarda i modi in cui un solaio può scaricare su un setto murario, sono state individuate le seguenti modalità (che tengono conto sia delle spinte verticali che eventualmente di quelle orizzontali):

- **Solaio che scarica sul muro considerato:**



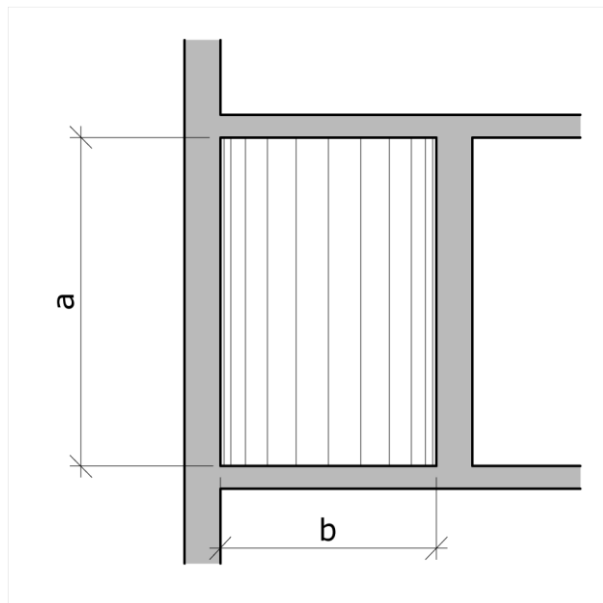
$$q_v = p \cdot \frac{b}{2} ; F_v = p \cdot \frac{bl}{2}$$

- **Solaio che scarica sui muri ortogonali a quello considerato (si considera comunque un'area d'influenza di mezzo metro):**



$$q_V = p \cdot 0,5 ; F_V = p \cdot 0,5 \cdot l$$

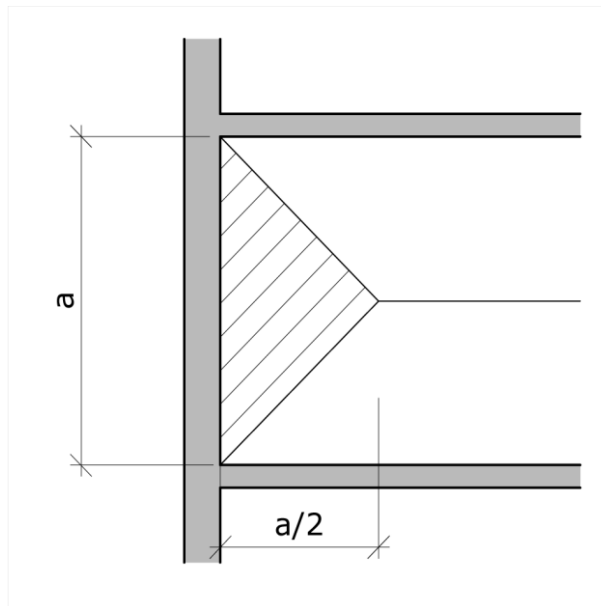
- **Volta a botte che scarica sul muro considerato:**



$$q_V = p \cdot \frac{b}{2} ; F_V = p \cdot \frac{bl}{2}$$

$$q_H = p \cdot \frac{b^2}{8f} ; F_H = p \cdot \frac{b^2 l}{8f}$$

- **Volta a crociera**



$$q_V = p \cdot \frac{a}{4} ; F_V = p \cdot \frac{al}{4}$$

$$q_H = p \cdot \frac{a^2}{8f} ; F_H = p \cdot \frac{a^2 l}{8f}$$

Per quanto riguarda i risultati del calcolo dei carichi agenti su ogni maschi murario studiato si rimanda alla consultazione dell'Allegato A.

11.8 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica

Si è studiato questo meccanismo di collasso per tutte le pareti. Questo meccanismo è decisamente a favore di sicurezza, perché suppone che la parete sia solamente appoggiata al resto dell'edificio e che il suo ribaltamento sia deciso da un equilibrio statico dei pesi che su di esso gravano. Questo meccanismo tiene conto della presenza di aperture nella parete, ed anche l'effettiva larghezza della parete considerata. Le figure Figura 79 e Figura 80 mostrano rispettivamente:

- la schematizzazione della parete riguardo al modo con cui si considera la presenza di aperture;
- il meccanismo di collasso vero e proprio per una parete generica e i relativi simboli con cui si indicano le distanze e le forze.

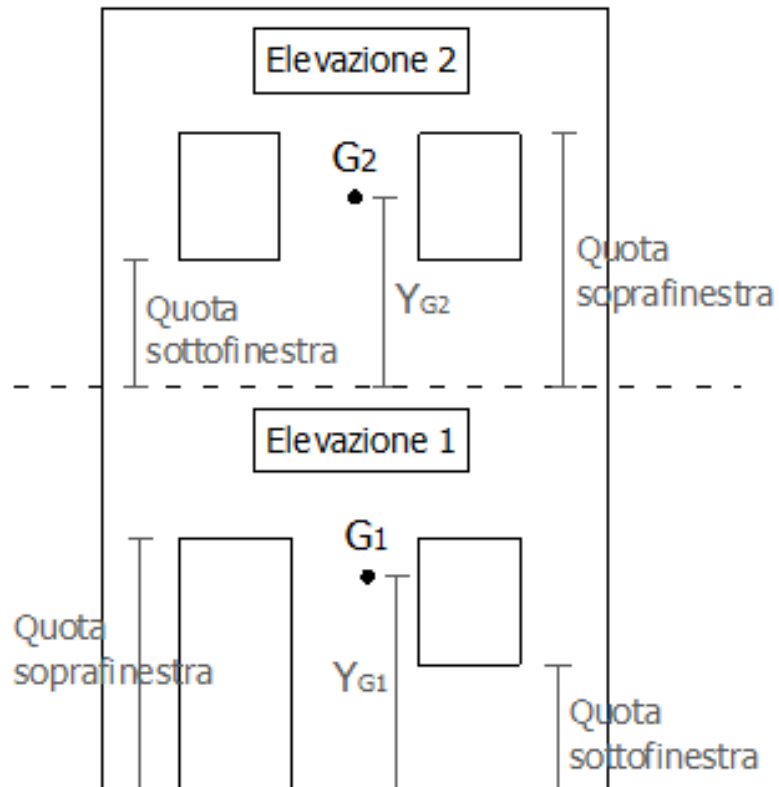


Figura 79: Schematizzazione della parete

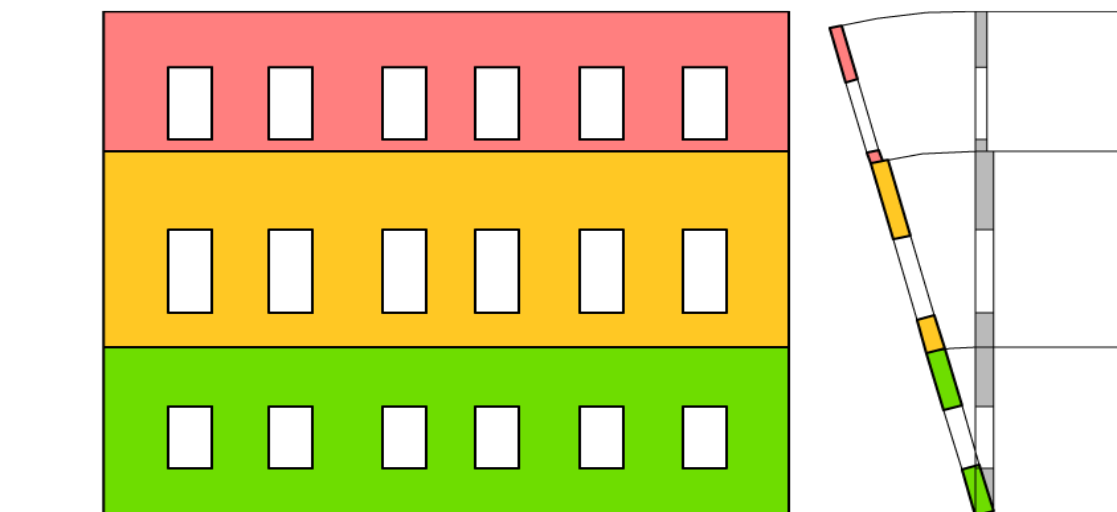


Figura 80: Meccanismo di ribaltamento semplice al piano terra

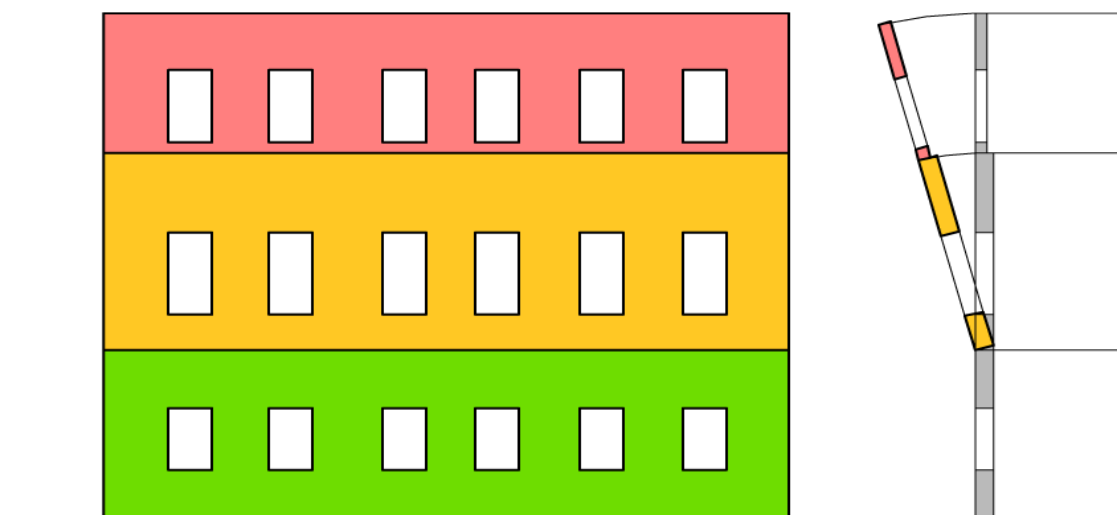


Figura 81: Meccanismo di ribaltamento semplice relativo al primo piano

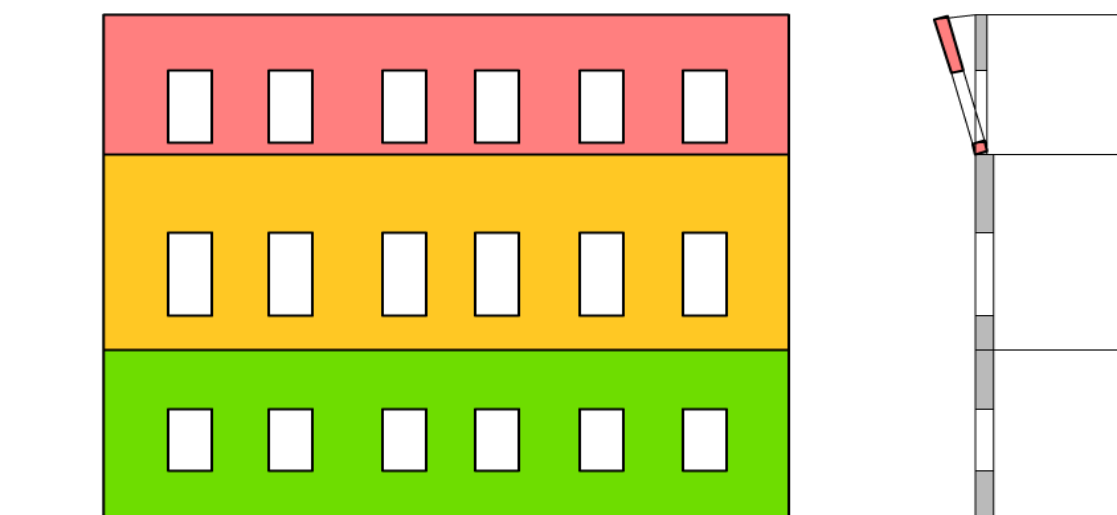


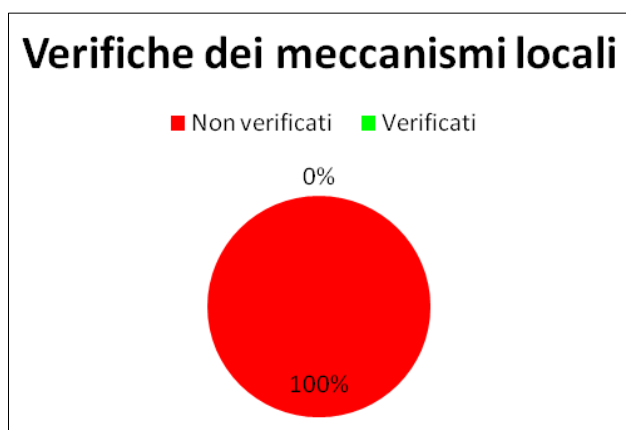
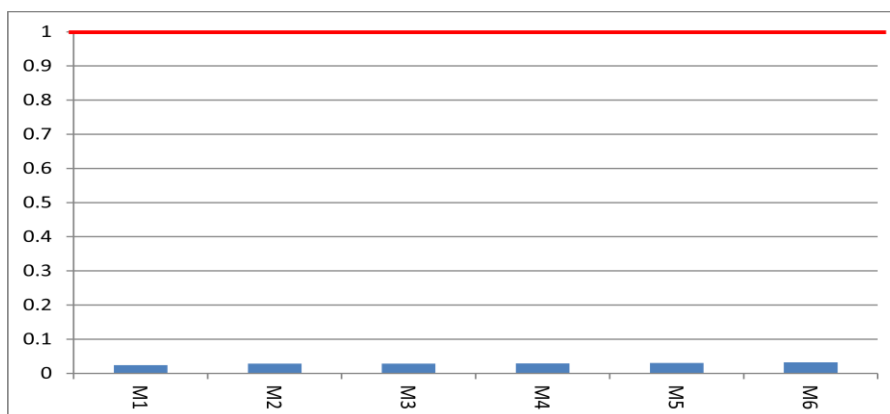
Figura 82: Meccanismo di ribaltamento semplice relativo al piano secondo

11.5.1.6 Risultati

Nelle tabelle che seguiranno è riportata la sintesi dei meccanismi locali studiati e le relative verifiche espresse sotto forma di fattore di sicurezza calcolato come rapporto tra l'accelerazione di innesco del meccanismo relativa al maschio considerato e l'accelerazione di riferimento

Tabella: sintesi dei meccanismi locali studiati e delle relative accelerazioni

Meccanismo	Tipo	$a_{g, SLV}$	$a_{g, RIFERIMENTO}$	FS	Verifica
M1	Ribaltamento	0,024	0,19	0,126	NON Verificato
M2	Ribaltamento	0,029	0,19	0,153	NON Verificato
M3	Ribaltamento	0,032	0,19	0,169	NON Verificato
M4	Ribaltamento	0,029	0,19	0,150	NON Verificato
M5	Ribaltamento	0,030	0,19	0,160	NON Verificato
M6	Ribaltamento	0,029	0,19	0,150	NON Verificato



Per tutti i dettagli relativi ad analisi dei carichi, alle schede dei meccanismi studiati e ai risultati ottenuti si rimanda alla consultazione dell'allegato A.

11.8.1 Osservazioni sui risultati

Si può notare che tutti i meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica non vengono verificati, ma ciò era prevedibile, perché si tratta di una situazione molto svantaggiosa, che esclude completamente qualunque beneficio dato dall'effetto scatolare di una muratura ben ammortata con le parete ortogonali.

11.8.2 Verifiche a partire dal modello globale

Le verifiche sismiche sono state condotte andando a valutare, per il generico maschio murario, il fattore di sicurezza (di seguito indicato come FS) mediante il rapporto tra:

- le resistenze a pressoflessione nel piano, dal taglio e dalla pressoflessione fuori dal piano
- la corrispondente sollecitazione indotta dal sisma allo SLV.

Ripetendo questa procedura per tutti i maschi murari e riordinando i valori dei FS di ciascuna membratura dal più piccolo al più grande, è possibile ottenere l'ordine di collasso delle varie membrature.

11.8.2.1 Verifiche a pressoflessione nel piano

Con riferimento a quanto descritto nel precedente paragrafo 9.2, nell'istogramma di Figura 83 si riporta, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza che determina la crisi a pressoflessione dei maschi murari.

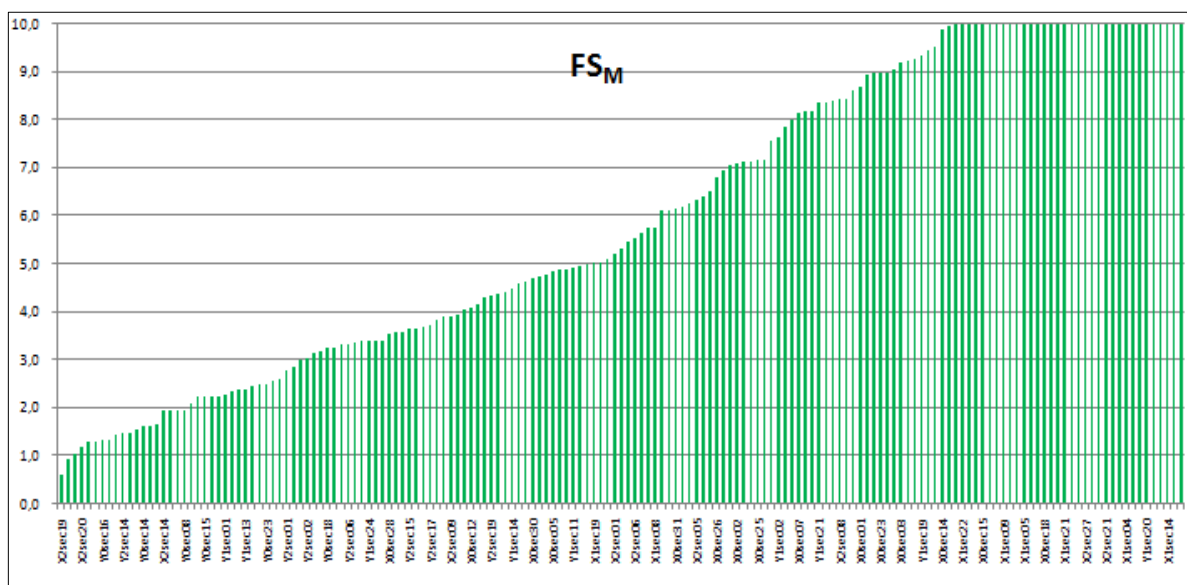


Figura 83: Verifiche a pressoflessione nel piano

11.8.2.2 Verifiche a compressione N/A

Nell'istogramma di Figura 84 si riporta, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza che determina la crisi a compressione N/A.

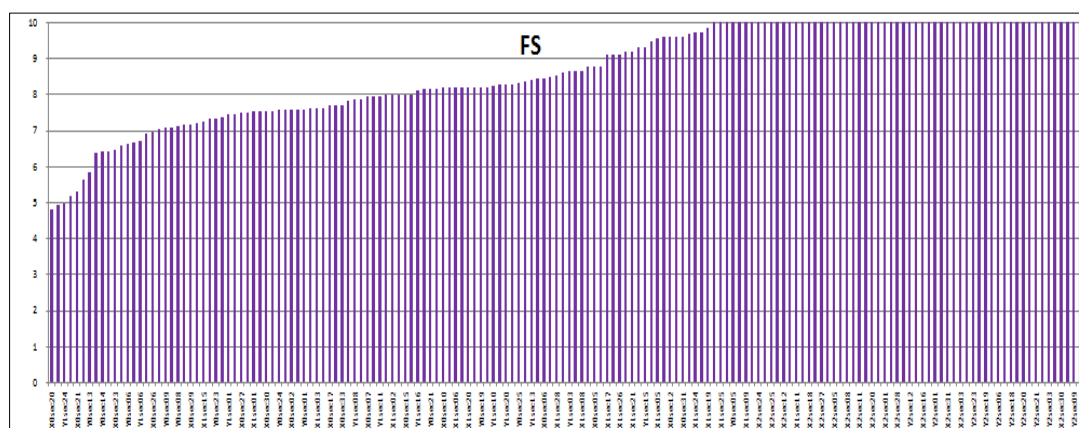


Figura 84: Verifiche a compressione N/A

11.8.2.3 Verifiche a taglio

Con riferimento a quanto descritto nel precedente paragrafo 9.2, nell'istogramma di Figura 85 si riporta, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza FS_v che determina la crisi a taglio del maschio murario.

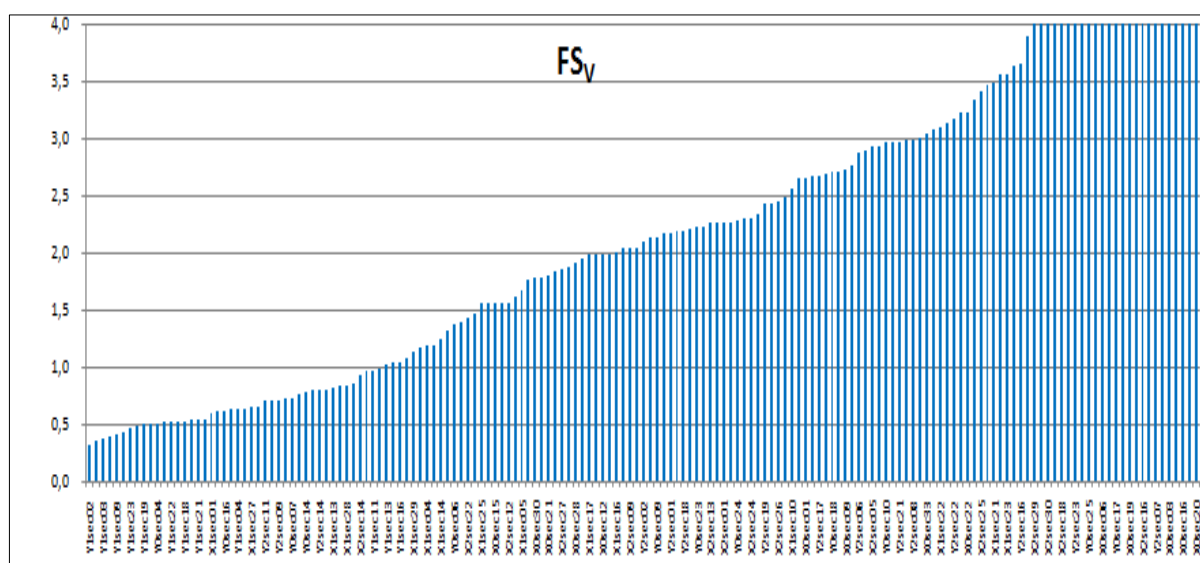


Figura 85: Verifiche a taglio

11.8.2.4 Verifiche a flessione fuori dal piano

Con riferimento a quanto descritto nel precedente paragrafo 9.2, negli istogrammi seguenti si riportano, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza che determina la crisi a flessione fuori dal piano del maschio murario per:

- inizio danneggiamento: $FS_{e1} = \frac{e_{u1}}{e_d}$;
- collasso per instabilità: $FS_{e2} = \frac{e_{u2}}{e_d}$;
- schiacciamento della muratura: $FS_{e3} = \frac{e_{u3}}{e_d}$.

In particolare, in Figura 86, in funzione di ciascun maschio murario considerato è riportato il corrispondente valore di $FS_{e1} = \frac{e_{u1}}{e_d}$ e di $FS_{e2} = \frac{e_{u2}}{e_d}$ in cui e_d è eccentricità delle azioni fuori dal piano data dal rapporto tra il valore del momento fuori dal piano indotto dall'azione sismica di progetto M_{d-fp} e il valore dello sforzo normale presente nella parete ($e_d = \frac{M_{d,fp}}{N}$); mentre $e_{u1} = \frac{t}{6}$ è l'eccentricità di inizio danneggiamento e $e_{u2} = \frac{t}{2}$ è l'eccentricità di collasso per instabilità, in funzione dell' spessore t della parete.

In Figura 87 invece, in funzione di ciascun maschio murario considerato, è riportato il corrispondente valore di $FS_{e3} = \frac{e_{u3}}{e_d}$ in cui $e_{u3} = \frac{M_{u,fp}}{N}$ è l'eccentricità di collasso per schiacciamento della muratura, (paragrafo 9.2.3.3).

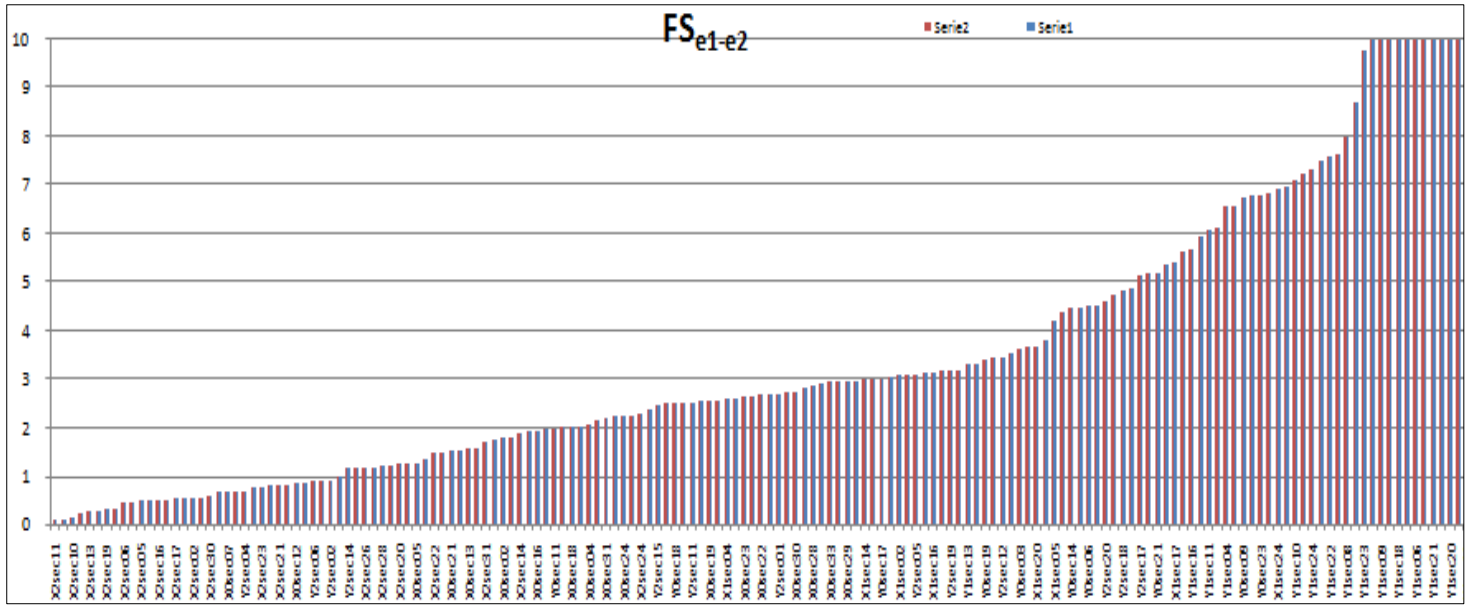


Figura 86: Verifiche a flessione fuori dal piano : $FS_{e1} = \frac{e_{u1}}{e_d}$ e $FS_{e2} = \frac{e_{u2}}{e_d}$

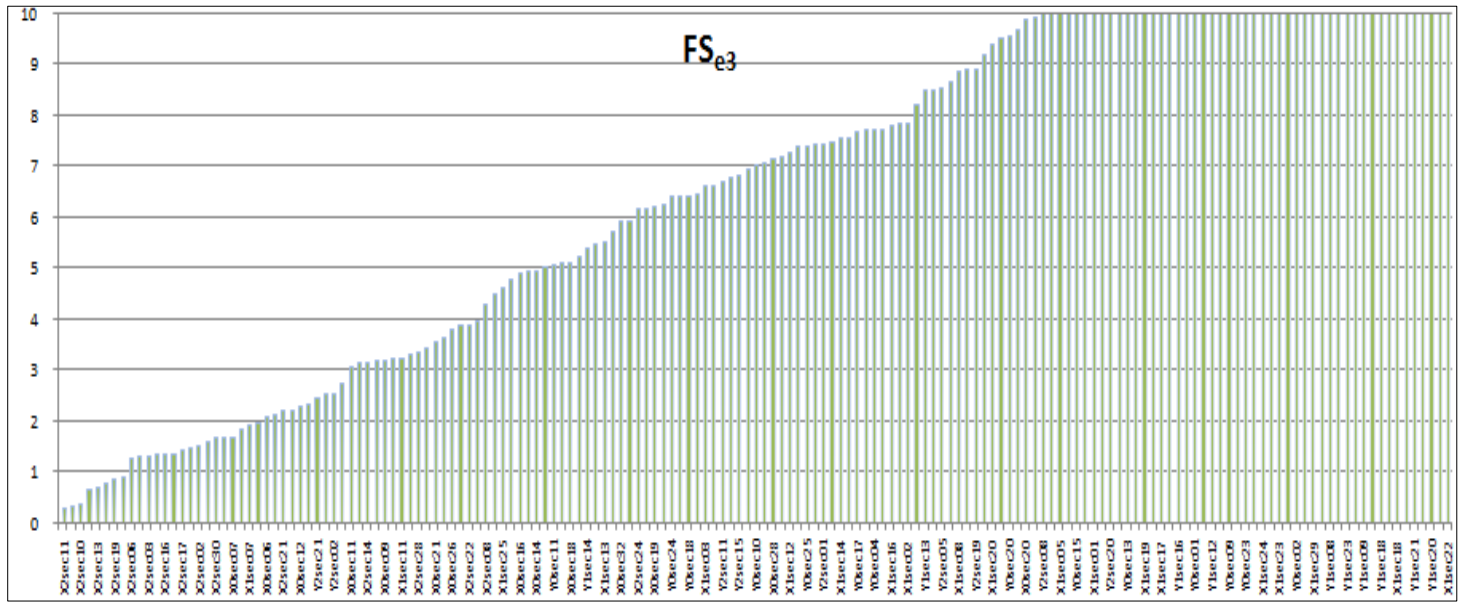


Figura 87: Verifiche a flessione fuori piano : $FS_{e3} = \frac{e_{u3}}{e_d}$

11.8.2.5 Valutazione del fattore di sicurezza minimo

Per il generico maschio murario, è stato determinato il fattore di sicurezza minimo, FS_{min} , tra quelli corrispondenti ai tre differenti meccanismi di crisi studiati con l'obiettivo di valutare, non solo l'ordine di collasso delle varie pareti, ma anche il meccanismo di collasso corrispondente. In Figura 88 è riportato il valore FS_{min} per ciascun maschio murario considerato. I rettangoli rappresentati in rosso, indicano determinati valori del fattore FS_{min} che sono stati assunti come riferimento per le osservazioni che saranno di seguito riportate. In particolare:

- il primo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un $FS_{min} \leq 0,5$ indicati nel seguito come “Gruppo 1”;
- il secondo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da $0,5 < FS \leq 1$ indicati nel seguito come “Gruppo 2”;
- il terzo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da $1 < FS < 1,5$ indicati nel seguito come “Gruppo 3”;
- il quarto rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da $1,5 \leq FS \leq 2$ indicati nel seguito come “Gruppo 4”.
- il quinto rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da $FS > 2$ indicati nel seguito come “Gruppo 5”.

A riguardo, nelle tabelle seguente si riportano i risultati delle singole *section cut* divise nei gruppi suddetti. Per ogni *section cut* è indicato anche il meccanismo di collasso.

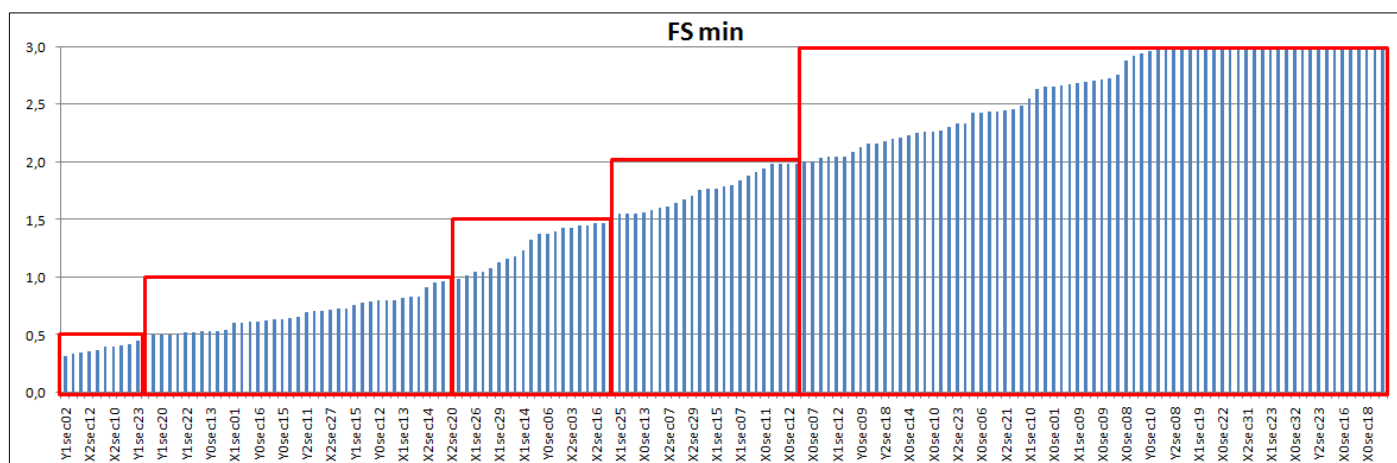


Figura 88: Individuazione del F_{smin} per ciascun maschio murario

11.8.2.6 Accelerazioni di collasso e verifiche

In Figura 89 si riporta la curva di attivazione dei meccanismi di collasso valutata in accordo con il paragrafo 9.2.6 sulla base dei risultati del paragrafo 11.8.2.5.

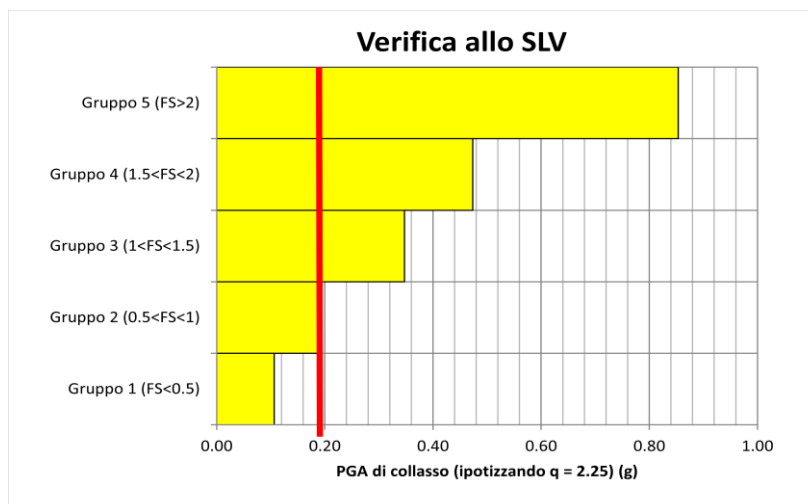
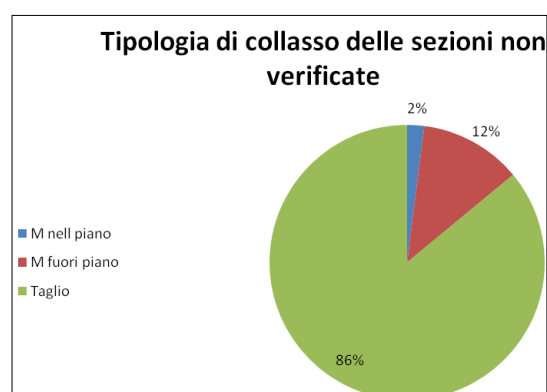
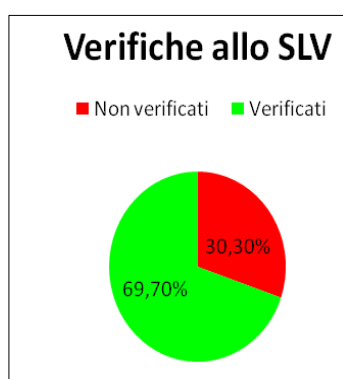


Figura 89: Curva di attivazione dei meccanismi di collasso

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche dei maschi murari allo SLV. Nella figura seguente è mostrato l'andamento progressivo delle accelerazioni di collasso allo SLV. Il 69% dei maschi murari risulta verificato.

Curva di attivazione dei maschi murari						
q = 2.25						
GRUPPI	FS medio	PGA _{collasso}	PGA _{Riferimento, SLV}	Verifica	n. maschi murari	% di elementi nel gruppo
Gruppo 0 (crisi statica)	crisi per carichi statici				0	0
Gruppo 1 (FS<0.5)	0,39	0,11	0,27	non verificati	11	6,7
Gruppo 2 (0.5<FS<1)	0,70	0,19	0,27	non verificati	39	23,6
Gruppo 3 (1<FS<1.5)	1,28	0,35	0,27	verificati	18	10,9
Gruppo 4 (1.5<FS<2)	1,75	0,47	0,27	verificati	24	14,5
Gruppo 5 (FS>2)	3,16	0,85	0,27	verificati	73	44,2



11.8.2.7 Deformazione ultima nel piano

Tale valore è stato calcolato partendo dai risultati forniti dal programma di calcolo nella condizione deformata dell'edificio per i carichi agenti secondo le seguenti combinazioni allo SLV:

- “Statica per sisma + $S_x + 0.3 S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione x e il 30 % in direzione y;
- “Statica per sisma + $0.3 S_x + S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione y e il 30 % in direzione x.

Così facendo, si sono considerati gli spostamenti massimi dei vertici di ogni piano dell'edificio sia in direzione x (1) che y (2) ed i relativi spostamenti intermedi.

Si sono poi valutati gli spostamenti di interpiano:

		Direzione	
		1-X	2-Y
		cm	cm
Dmax,Pp	11m	0,0543	0,1452
Dmax,Pa	6m	0,0365	0,1
dmax ,Pt	3m	0,0181	0,0528

Considerando l'altezza di interpiano modellata, partendo dai seguenti valori ammessi dalle NTC di cui al DM 14/01/2008 per edifici in muratura:

	altezza interpiano cm	dmax 8‰h cm
d_{u11-6m}	500	2,5
d_{u6m-3m}	600	1,5
d_{u3m-0m}	300	1,5

è stato calcolato il rapporto tra lo spostamento massimo consentito dalla normativa e lo spostamento di interpiano ottenuto dai risultati:

	Direzione	
	1-X	2-Y
Δx 11m - 6m	140	55
Δx 6m - 3m	82	32
Δx 3m - 0m	83	28

In ultimo, partendo dai seguenti valori dell'azione sismica di riferimento:

$$q = 2,250$$

$$F_0 = 2,422$$

$$S = 1,423$$

$$a_{g, \text{Rif}} = 0,190 \quad g$$

e dopo aver calcolato le seguenti accelerazioni corrispondenti alle deformazioni dei piani:

	Direzione	
	1-X	2-Y
	g	g
$PGA_{\text{def. ult. 11m - 6m}}$	85	34
$PGA_{\text{def. ult. 6m - 3m}}$	50	19
$PGA_{\text{def. ult. 3m - 0m}}$	50	17

è stata eseguita la verifica prevista dalle norme:

$$PGA_{\text{def Ultima}} > PGA_{\text{riferimento}}$$

dove:

$$PGA_{\text{def Ult}} = \min PGA_{\text{def ultime ai piani}}$$

$$PGA_{\text{riferimento}} = a_{g, \text{Rif}} * S$$

In base ai risultati ottenuti la **verifica risulta soddisfatta**:

$PGA_{\text{def. ult.}}$	17 g	>	$PGA_{\text{Riferimento}}$	0,2704 g
VERIFICA SODDISFATTA				

Per maggiori dettagli per quanto concerne i dati e risultati dell'analisi del comportamento globale della struttura si rimanda alla consultazione dell'allegato B.

12. VULNERABILITÀ NON QUANTIFICABILI

Dal sopralluogo effettuato nel edificio in oggetto, sono osservati, alcuni casi di vulnerabilità non quantificabili

Tra questi vulnerabilità non quantificabili, si segnala:

- Nel piano seminterrato una trave (vedi figura 90) che appoggia su un piedritto, realizzato in mattoni pieni, in un stato degradato. Il piedritto in corrispondenza della trave presenta una area di appoggio ridotta.



Figura 90: Trave appoggiata sul piedritto



Figura 91: Area di appoggio ridotto

13. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state descritti la metodologia e i risultati relativi alle verifiche di vulnerabilità sismica dell'edificio sito in via San Giacomo sede dell'Istituto di Chimica Agraria del Università di Bologna condotte nell'ambito della convenzione tra Area dell'Ufficio Edilizia e Logistica (AUTC) e Dipartimento di Ingegneria Civile, dei Materiali e Ambientale (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum (Università di Bologna) intitolata "*Verifiche di vulnerabilità sismica del patrimonio immobiliare dell'Università di Bologna*".

In particolare nella Parte I è stata descritta la metodologia adottata nel condurre le verifiche di vulnerabilità sismica delle strutture in muratura con particolare riferimento alla metodologia messa a punto specificamente per l'edificio in questione con l'obiettivo di valutare la vulnerabilità dell'immobile durante un sisma; mentre nella Parte II sono stati riportati i principali risultati ottenuti considerando le seguenti ipotesi e coefficienti di sicurezza:

- per quanto attiene la definizione delle resistenze dei materiali (resistenze di progetto) utilizzate per la valutazione della capacità degli elementi, si è fatto riferimento ai valori medi ottenuti a partire dalle prove sperimentali effettuate su campioni di mattoni e malta, adottando:
 - un fattore di confidenza pari a 1.35, corrispondente al livello di conoscenza LC1, (Conoscenza Limitata);
 - un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a $\gamma_m = 3$;
- per quanto riguarda la valutazione delle sollecitazioni nell'ambito dell'analisi del comportamento globale della struttura è stato utilizzato un fattore di struttura pari a $q = 2.25$, mentre per l'analisi dei meccanismi locali di collasso è stato utilizzato un fattore di struttura pari a $q = 1$.

Dalle verifiche condotte con foglio di calcolo di Excel, partendo dal valore delle tensioni nelle varie sezioni significative della struttura fornite dal programma di calcolo SAP200 e calcolando poi tramite un altro foglio di Excel le relative azioni/sollecitazioni, è emerso che **il 100% delle sezioni risulta verificato dal punto di vista statico allo SLU**, mentre **il 69% risulta non verificato dal punto di vista sismico**.

Analizzando i risultati si può notare che:

1. La struttura dal punto di vista statico ha un comportamento molto buono in quanto il 100% delle sezioni risulta verificato allo SLU con fattori di sicurezza abbondantemente maggiori di 1.
2. Dal punto di vista sismico allo SLV analizzando la posizione delle sezioni non verificate non è possibile circoscrivere zone dell'edificio a maggior rischio sismico rispetto ad altre in quanto vi sono maschi non verificati sparsi per tutto l'edificio e a tutte le quote.
3. Si nota inoltre che i maschi situati al piano terra (quota 0) lungo la direzione x sono per la stragrande maggioranza verificati, mentre quelli lungo la direzione y sono in gran parte non verificati; la differenza è con ogni probabilità attribuibile all'orditura dei solai che è prevalentemente in direzione y.
4. Per gli stessi motivi la situazione notata nel punto 1 si ripete (seppur con divari minori in termini di quantità di maschi verificati-non verificati) anche ai piani e alle quote superiori.
5. Alla quota 0 si può notare che delle pareti che compongono il perimetro esterno e il perimetro della corte interna ve ne sono 3 che risultano completamente non verificate; trattasi di: parete lato nord est del perimetro esterno e parete lato nord ovest del perimetro interno.
6. Quasi tutte le sezioni non verificate non sono verificate a taglio per tanto in un'ottica di intervento di miglioramento sulla struttura dell'edificio si consiglia di migliorare le prestazioni a taglio delle murature.

I risultati dello studio a partire dal modello globale non sono direttamente confrontabili con quelli ottenuti a partire dai meccanismi di collasso locali (le cui osservazioni sono riportate nel paragrafo 11.8.1), ma i due approcci sono fra loro complementari e permettono di comprendere al meglio il comportamento della struttura.

In conclusione i risultati delle analisi svolte evidenziano un buon comportamento statico della struttura (paragrafo 0– Verifiche allo SLU), ma non altrettanto buono dal punto di vista sismico; si evidenzia infatti la necessità di un miglioramento della risposta sismica dell'edificio, intendendo con esso l'esecuzione di un insieme di opere ed interventi sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

14. ALLEGATI

- Allegato A – Meccanismi di collasso locali
- Allegato B – Verifiche globali
- Supporto elettronico contenente
 - Tutti gli elaborati raccolti, prodotti e mostrati in questa relazione e negli allegati
 - Il reportage fotografico del sopralluogo in sito

15. BIBLIOGRAFIA

15.1 Bibliografia Tecnica

- OPCM 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- D.M. 14/01/2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008” (nel seguito del testo richiamata come CM617);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.
- RELUIS, Allegato alle “*Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni*”.

16. RINGRAZIAMENTI

Ringrazio vivamente tutti coloro che mi hanno aiutato nel redigere questa tesi, in particolare ringrazio il mio relatore dell'Università, il professor Stefano de Miranda, e la mia correlatrice, l'ingegner Ilaria Ricci che mi ha seguito lungo tutto il percorso con grande disponibilità.